

Abschätzung der herstellungsbedingten Qualität und Lebensdauer von Asphaltdeckschichten mit Hilfe der Risikoanalyse

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Technischen Universität Darmstadt
zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

vorgelegt von
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Verena Rosauer
aus Köln

Darmstadt 2010

D17

Abschätzung der herstellungsbedingten Qualität und Lebensdauer von Asphaltdeckschichten mit Hilfe der Risikoanalyse

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Technischen Universität Darmstadt
zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

vorgelegt von
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Verena Rosauer
aus Köln

Referenten: Prof. Dr.-Ing. J. Stefan Bald
Prof. Dr.-Ing. Martin Radenberg

Datum der Einreichung: 28. Juni 2010
Datum der Prüfung: 27. September 2010

Darmstadt 2010

D17

Bitte zitieren Sie dieses Dokument als:

URN: [urn:nbn:tuda-tuprints-23518](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:tuda-tuprints-23518)

URL: <http://tuprints.ulb.tu-darmstadt.de/2351>

Vorwort

Die wissenschaftliche Arbeit am Fachgebiet Straßenwesen der Technischen Universität Darmstadt und die Erkenntnisse aus verschiedensten Diskussionen, die ich in diesem Rahmen führte, sowie die alltäglichen Beobachtungen zeigten mir sowohl die verschiedenen Blickwinkel der Forschung und Praxis als auch ihre Grenzen und führten mich schließlich zu dem Thema der vorliegenden Arbeit.

Hierbei gilt mein ganz besonderer Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Stefan Bald. Er gab mir das Vertrauen und die Freiheit zur wissenschaftlichen Auseinandersetzung mit diesem Thema und stand jederzeit für eine anregende Diskussion mit fruchtbaren Denkanstößen zur Verfügung.

Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Radenberg sehr für die guten und aufmunternden Gespräche und die Übernahme des Korreferats.

Für den fachlichen Austausch, die mich auf meinem Weg bestärkenden Gespräche und das Verständnis in den verschiedenen Phasen der Arbeit möchte ich Herrn Dr.-Ing. Stefan Böhm besonders danken.

Ferner gilt ein herzlicher Dank Frau Theresia Glock und Frau Dr.-Ing. Romy Reinisch für ihr stets offenes Ohr und die ermutigenden Gespräche. Zu danken habe ich auch meinen weiteren Kollegen am Fachgebiet, die sich die Zeit nahmen, sich mit meinen Überlegungen und Fragestellungen auseinander zu setzen, sowie den Kollegen aus dem beruflichen Umfeld, die mich bei der Erstellung dieser Arbeit unterstützten und deren Fortgang mit Interesse verfolgten.

Den Freunden, die mir zur Seite standen, auf die ich bauen konnte und die in den verschiedensten Situationen Verständnis zeigten, möchte ich an dieser Stelle ebenso aufrichtig hierfür danken.

Nicht zuletzt danke ich meiner Familie, allen voran meinen Eltern, aus tiefstem Herzen für ihre unermüdliche wertvolle Unterstützung, ihr Durchhaltevermögen und Verständnis auf dem gesamten Weg und auch die konstruktiven Gespräche, die mir immer wieder Kraft für die nächsten Schritte gaben.



Kurzfassung

Die Lebensdauer einer Straßenbefestigung und ihr Verhalten während der Nutzungsphase hängen in hohem Maße ab einerseits von der Qualität der verwendeten Materialien und der Herstellung und andererseits von der Belastung der Straße durch Verkehr und von den Einwirkungen aus Umwelt und Klima während der Nutzungsphase. Sie ist im Sinne der technischen Lebensdauer definiert als die Dauer von der Herstellung der Asphaltdeckschicht bis zu dem Zeitpunkt, an dem sie dem bestimmungsgemäßen Gebrauch nicht mehr genügt. Der bestimmungsgemäße Gebrauch lässt sich bei der Asphaltdeckschicht mit den geforderten Oberflächeneigenschaften beschreiben, die auch im Rahmen der Zustandserfassung und -bewertung (ZEB) ermittelt werden. Demnach entspricht das Ende der Lebensdauer dem Zeitpunkt, an dem die betrachtete oder die relevante Eigenschaft den Warn- oder spätestens den Schwellenwert nach ZEB überschreitet.

Die Qualität der verwendeten Materialien und die Rahmenbedingungen bei dem gesamten Herstellungsprozess der Asphaltdeckschicht variieren im Straßenbau, sodass auch innerhalb der hierfür definierten Grenzwerte die resultierenden Eigenschaften der Asphaltdeckschicht und demzufolge die Erfüllung der an sie gestellten Anforderungen schwanken. Die Verkehrsbelastung lässt sich über die Lebensdauer näherungsweise prognostizieren, ihre Varianz infolge des Verkehrs bzw. der Fahrzeuge selbst sowie deren Interaktion mit dem Fahrbahnzustand bleibt nach bisheriger Vorgehensweise in der Regel unberücksichtigt. Die Einwirkungen aus Umwelt und Klima lassen sich bei einer langfristigen Betrachtung wie bei der Bemessung nach RStO 01 aufgrund der Stetigkeit des Klimas näherungsweise adäquat beschreiben. Für eine kurz- bis mittelfristige Betrachtung, wie bei der Prognose der Lebensdauer der Asphaltdeckschicht, ist aber die Berücksichtigung der von dem langjährigen Mittel abweichende Ausprägung des Wetters und der Witterung mit ihren Wahrscheinlichkeiten erforderlich. Weiterhin setzen die Untersuchungen und entwickelten Ansätze der letzten Jahre für die Prognose der Zustandsentwicklung und der (Rest-)Lebensdauer den Bestand der betrachteten Fahrbahnbefestigung und eine bestimmte vergangene Nutzungsdauer voraus.

Mit der Arbeit sollte daher ein Fundament für die Abschätzung der Lebensdauer von Asphaltbefestigungen geschaffen werden, bei der die relevanten Größen einschließlich ihrer Unsicherheiten einbezogen werden. Dazu wurden die unterschiedlichen Prozesse und ihre Interaktion im Rahmen der Herstellung der Asphaltdeckschicht und die dadurch bedingte Veränderung der aus der ZEB bekannten Zustandsgrößen während der Nutzung analysiert und systematisch in mehreren theoretischen Teilmodellen – von der Herstellung des Asphaltmischguts bis hin zum Ende der Lebensdauer der Asphaltdeckschicht – abgebildet. Diese Teilmodelle bestehen aus Eingangsgrößen, die durch verschiedene, sich aus Zuständen und Aktionen zusammensetzende Zwischenschritte in Ergebnisgrößen überführt werden. Die Teilmodelle sind miteinander verbunden, indem Ergebnisgrößen eines Teilmodells Eingangsgrößen eines nachfolgenden Teilmodells sind.

Mit Blick auf die Anwendung der Methode der Risikoanalyse und im Speziellen des Darmstädter Risiko-Analyse-Tools (DRAT, [Bald 1991]) wurde das theoretische Teilmodell „Entwicklung der Spurrinnentiefe“ in ein quantitatives Modell überführt, in dem die Zustände und Zusammenhänge mathematisch definiert und formuliert sind. Um die Anwendungsmöglichkeit des Modells zu prüfen, wurde die Entwicklung der Spurrinnentiefe zweier Beispielstrecken – eine in konventioneller Bauweise und eine in Kompaktasphaltbauweise – prognostiziert. Die allgemeinen Funktionen und Konstanten des quantitativen Modells wurden auf Basis der zuvor dargestellten Zusammenhänge und von zum Teil ergänzend herangezogenen Forschungsergebnissen formuliert. Die spezifischen Eingangsgrößen der Beispielstrecken stammen vorwiegend aus den Messdaten der Kontrollprüfung. Da die Beispielstrecken in unterschiedlicher Bauweise hergestellt wurden, war es für den Vergleich und im Hinblick auf die Entstehung der Spurrinnen erforderlich, neben der Asphaltdeckschicht auch die Asphaltbinderschicht als quantitatives Modell abzubilden. Dementsprechend setzt sich dann die Spurrinnentiefe aus der Verformung infolge von Nachverdichtung und der Schubverformung beider Schichten sowie dem Fahrbahnabrieb der Asphaltdeckschicht zusammen.

Zum Vergleich der mit dem quantitativen Modell berechneten Spurrinnentiefe wurde die auf den Beispielstrecken im Rahmen der ZEB (nach einer Liegedauer von rund fünf Jahren) gemessene Spurrinnentiefe verwendet und als Soll-Vorgabe angehalten. Die für eine Liegedauer von fünf Jahren mit dem quantitativen Modell berechnete Spurrinnentiefe ergibt durchschnittlich eine höhere Spurrinnentiefe: Die mittlere Spurrinnentiefe liegt bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise um 0,36 mm (etwa 14 % der mittleren Spurrinnentiefe von 2,56 mm) über der mittleren gemessenen Spurrinnentiefe und bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise um 0,51 mm (etwa 34 % der mittleren Spurrinnentiefe von 1,40 mm). Die Form der Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten Spurrinnentiefe der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise kann anhand der Standardabweichung als vergleichbar angenommen werden. Für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise gilt dies nicht; es ist jedoch nach optischer Beurteilung der Verteilungskurve zu erwarten, dass mit Annäherung des Mittelwerts der berechneten Spurrinnentiefe auch die Form der Wahrscheinlichkeitsverteilung übereinstimmt. Die Berechnungsergebnisse der Spurrinnentiefe zeigt, dass diese im überwiegenden Maße aus der Schubverformung stammt. Die gesamte, aus den verschiedenen Komponenten beider Schichten resultierende Spurrinnentiefe zeigt eine plausible Abhängigkeit, zum Beispiel von dem Verdichtungsgrad, sodass das quantitative Modell insgesamt als passend bewertet werden kann. So war auch bei der gezielten Variation der Größen Härte des Mörtels und Schichtenverbund festzustellen, dass die Berechnungsergebnisse vor dem Hintergrund von Forschungsergebnissen und Erfahrungen aus der Praxis stringent sind. Durch weitere, beispielhaft durchgeführte Anpassungen der Faktoren und Funktionen lässt sich das quantitative Modell optimieren (Ansatzpunkte zum weiteren Justieren und Verbessern des quantitativen Modells und der Prognoseergebnisse werden aufgezeigt).

Der zeitliche Verlauf der Spurrinnenbildung ist bei der Prognose der Entwicklung der Spurrinnentiefe über eine Liegedauer von 20 Jahren bei beiden Beispielstrecken schlüssig. Wird das Ende der Lebensdauer als die durchschnittliche Spurrinnentiefe definiert, die im Rahmen der ZEB dem Warnwert (10 mm) entspricht und bei dem Überlegungen über mögliche Erhaltungsmaßnahmen anzustellen sind, wäre für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise eine Lebensdauer von etwa 15 bis 16 Jahren bzw. unter Berücksichtigung der Korrektur (um die Abweichung, die sich bei dem Vergleich der berechneten mit den im Rahmen der ZEB gemessenen Daten zeigte) 17 bis 18 Jahre zu erwarten. Dies korrespondiert mit den Angaben in der Literatur, wonach Asphaltdeckschichten aus Splittmastixasphalt eine Lebensdauer von mindestens 15 Jahren und durchschnittlich 20 Jahren haben. Für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise wurde erwartungsgemäß eine höhere Lebensdauer berechnet: Eine Spurrinnentiefe von mindestens 10 mm wird nach 20 Jahren nur auf 30 % und bei Berücksichtigung der Korrektur nur auf etwa 2 % der Beispielstrecke zu erwarten sein. Ob das Maß dieser Erhöhung der Lebensdauer stimmig ist, kann derzeit nicht beurteilt werden, da die ersten Strecken, die in Kompaktasphaltbauweise hergestellt wurden, nun erst seit etwa zehn Jahren liegen. Vergleiche mit bekannten Spurrinnentiefen anderer Strecken in Kompaktasphaltbauweise zu verschiedenen früheren Zeitpunkten lassen aber darauf schließen, dass auch für die Kompaktasphaltbauweise das Modell die Praxis passend abbildet.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich die Anwendung der Risikoanalyse und das erstellte quantitative Modell zur Beschreibung und Prognose der Entwicklung der Spurrinnentiefe eignen; bedeutsam ist dabei allerdings die exakte Ermittlung der Eingangsgrößen. Für die übrigen Teilmodelle, die im Rahmen der Arbeit entwickelt wurden, wird daher prinzipiell ebenfalls die Anwendbarkeit bei geeigneter quantitativer Formulierung erwartet.

Als weitere (noch zu entwickelnde) Anwendungsmöglichkeiten werden z. B. der Einsatz des Modells bei der Betrachtung der Lebenszykluskosten oder bei der Überarbeitung des Systems der Vergütung mit Blick auf die Folgen der Qualität für die Lebensdauer aufgezeigt.

Abstract

The durability of a pavement and its behavior during its utilization phase depend exceedingly on quality of materials used and production. Furthermore applied traffic load and environmental effect during utilization phase diversify them. In terms of serviceable life durability is defined as the duration from production of asphalt pavement until such time as the layer does not meet the standard of normal use anymore. Normal use of a surface course can be described by surface characteristics that are detected in the context of condition survey. Thus the end of serviceable life corresponds to such time as the considered or relevant characteristic exceeds warn level or intervention level at the latest.

The quality of used materials and the circumstances during the entire production process of the asphalt course vary with road construction, so that even if they range within the limits for deviation the resultant characteristics of the surface course and thus its performance will alter. The traffic load can be forecast by approximation, but its deviation because of the traffic and the vehicles themselves as well as their interaction with the pavement condition are generally unconsidered in the previous procedures. Describing the environmental effects like in road design according to RStO 01 is appropriate by long-term consideration due to continuity of climate. But if executing short- to medium-term consideration such as forecasting serviceable life of surface course, it is essential to take deviant occurrence of weather and its possibility into account. Furthermore, the investigations and approaches designed within the last years require the existence of the considered pavement and a certain past use for forecasting of the pavement's condition development and the (residual) serviceable life.

This research should provide a basis for estimation of serviceable life of asphalt pavements by taking the relevant parameters into account including their uncertainty. For this the different processes and their interaction in the context of the production of asphalt pavement and the thereby predetermined change of the surface characteristics during use were analyzed and graphed systematically in several part models (from production of asphalt mixture to the end of serviceable life of surface course). These part models consist of input parameters, which are transformed to output parameters by intermediate steps that include status and activity. They are interconnected as the output parameters of any part model are input parameters of a following part model.

With appliance of the method of risk analysis and particularly the “Darmstädter Risk Analysis Tool” (DRAT, [Bald 1991]) in mind the theoretical part model “development of rutting” was converted into a quantitative model. The statuses and activities are defined and formulated mathematically in the quantitative model. For testing its application, the development of rutting was forecast at two test sections, one was built conventionally and the other one was built with double layer asphalt. The general functions and factors for the quantitative model based upon correlations that were previously shown and in part additional research results. Specific input parameters of the test sections derive predominantly from measured data in the framework of control inspection. As the test sections are constructed differently, it was necessary for the comparison and the scheme of development of rutting to consider both surface course and binder course within quantitative model. According to this, rut depth consists of deformation owing to postcompaction as well as shear deformation of both layers plus the abrasion of the surface course.

The rut depth that was measured on the test sections within condition survey (about five years after construction) was used for comparison with the rut depth being calculated by the quantitative model. Furthermore, the measured rut depth served as target. The calculated rut depth for a period of five years of use is higher in average: Looking at the conventionally built test section the mean rut depth exceed the average measured rut depth by 0,36 mm (about 14 % of the average calculated rut depth 2,56 mm) and for the test section with double layer asphalt by 0,51 mm (about 34 % of the average calculated rut depth 1,40 mm). Regarding the standard deviation the shape of the probability distribution of the calculated rut depth of the conventionally built test section can be assumed to be comparable to the measured one. This is not valid for the test section with double layer asphalt, but one can expect that with approximation of the mean value the shape will fit also.

From the calculated results of the rut depth it is evident that the rut depth predominantly results from shear deformation of the layers. The entire rut depth composed of the miscellaneous components of both layers shows for instance plausible dependencies on rate of compaction, so that all in all the quantitative model can be evaluated to be appropriate. Furthermore the systematic variation of the parameters hardness of mortar and bond show, that the calculation are compatible to research results and practical knowledge. The quantitative model can be optimized by some exemplary presented adaption of factors and functions (further starting points are specified to adjust and to improve the quantitative model and its forecast).

By forecasting the development of rut depth over a 20 year period of use, the progression of rutting in time is conclusive for both test sections. Defining the end of serviceable life as the average rut depth that equates to warn level (10 mm) within condition survey, and which requires careful consideration about possible maintenance work, for the conventionally built test section one can expect a serviceable life of 15 to 16 years and of 17 to 18 years in consideration of adjustment (of the difference between the measured rut depth and the calculated one for the five year period of use). These values correspond to literature saying that stone mastic asphalt possesses serviceable life of at least 15 years and on average 20 years. As expected the serviceable life of the test section with double layer asphalt is longer: After a 20 year period of use the 10 mm rut depth is estimated for 30 % of the test section and for only 2 % taking adjustment into account. Currently it cannot be assessed whether the extension of serviceable life is appropriate, as the first sections with double layer asphalt were laid approximately ten years ago. But comparisons with other sections with double layer asphalt at earlier times suggest, that the model fit to practice also for double layer asphalt.

To sum up, appliance of risk analysis and the constructed quantitative model are qualified for describing and forecasting the development of rut depth. But in doing so, it is momentously to detect and to measure the input parameters accurately. For the other theoretical models, which have also been developed within this research, applicability in principle is expected in case of appropriate quantitative modeling.

Further possible appliances (which have to be developed) could be in consideration of life cycle costs or in revising the scheme of payment and deduction regarding serviceable life as a consequence of quality.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort.....	i
Kurzfassung.....	iii
Abstract.....	v
Abkürzungsverzeichnis.....	x
Tabellenverzeichnis.....	xiii
Bildverzeichnis.....	xiv
1 Einleitung und Problemstellung.....	1
1.1 Stand der Beachtung der Qualität und der Lebensdauer im Straßenbau.....	1
1.2 Zielsetzung der Arbeit.....	6
1.3 Methodik und Aufbau der Arbeit.....	6
2 Grundlagen und Vorüberlegungen.....	9
2.1 Lebenszyklus und Lebensdauer.....	9
2.1.1 Lebenszyklus.....	9
2.1.2 Lebensdauer.....	10
2.2 Anforderungen an Asphaltstraßen und ihre Erhaltung.....	13
2.2.1 Allgemeines	13
2.2.2 Nutzung und Erhaltung.....	16
2.2.3 Lebensdauer verschiedener Asphaltdeckschichten	24
2.3 Risikoanalyse.....	25
2.3.1 Allgemeines.....	25
2.3.2 Konstruktion eines Modells.....	27
2.3.3 Erfassung und Prognose der Daten	28
2.3.4 Ermittlung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zielgröße.....	30
2.4 Hinweise zur Modellformulierung.....	32
3 Einflüsse bei der Herstellung und ihre Auswirkungen auf die Qualität und Nutzung der Asphaltdeckschicht.....	35
3.1 Allgemeines.....	35
3.2 Annahmen und Abgrenzungen für die Modellformulierung.....	37
3.3 Konzeption des Asphaltmischguts.....	39
3.3.1 Allgemeine Grundlagen.....	39
3.3.2 Eigenschaften der Materialien.....	41
3.3.3 Mit der Asphaltkonzeption festgelegte Eingangsgrößen für das Modell.....	44
3.4 Herstellung und Lagerung des Asphaltmischguts.....	45
3.4.1 Allgemeine Grundlagen.....	45
3.4.2 Lagerung der Materialien.....	45
3.4.3 Dosierung der Materialien.....	46
3.4.4 Mischen der Materialien.....	48
3.4.5 Lagerung des Asphaltmischguts.....	49
3.4.6 Teilmodell Herstellung des Asphaltmischguts.....	50
3.5 Transport des Asphaltmischguts – von dem Asphaltmischwerk bis zur Bohle.....	51
3.5.1 Allgemeine Grundlagen.....	51
3.5.2 Homogenität des Asphaltmischguts.....	53
3.5.3 Gleichmäßigkeit der Temperatur des Asphaltmischguts.....	56
3.5.4 Verfügbarkeit des Asphaltmischguts – Gleichmäßigkeit und Kontinuität des Einbaus.....	57

3.5.5	Teilmodell Transport von Asphaltmischgut.....	59
3.6	Einbau und Verdichtung des Asphaltmischguts.....	60
3.6.1	Allgemeine Grundlagen.....	60
3.6.2	Wetterbedingungen beim Einbau.....	61
3.6.3	Schichtenverbund und Eigenschaften der Unterlage.....	63
3.6.4	Verdichtung und ihre Auswirkung.....	68
3.6.5	Schichtdicke.....	75
3.6.6	Textur.....	79
3.6.7	Teilmodell Einbau von Asphalt.....	81
3.6.8	Teilmodell Verdichtung von Asphalt.....	83
3.7	Nutzung und Belastung der Asphaltdeckschicht, Bestimmung der Lebensdauer.....	84
3.7.1	Allgemeine Grundlagen.....	84
3.7.2	Entwicklung der Spurrinnen.....	89
3.7.3	Entwicklung der Allgemeinen Unebenheit.....	94
3.7.4	Entwicklung der Griffigkeit.....	97
3.7.5	Entwicklung von Rissen.....	103
3.7.6	Entwicklung von Flickstellen und Ausmagerungen.....	106
4	Anwendungsbeispiel Entwicklung der Spurrinnen.....	108
4.1	Allgemeines.....	108
4.2	Allgemeingültige Abbildung des Teilmodells „Entwicklung der Spurrinnen“.....	110
4.2.1	Allgemeines.....	110
4.2.2	Formulierung des Modells in dem Berechnungsprogramm DRAT.....	113
4.3	Vorstellung und Ermittlung Daten der Beispielstrecken.....	129
4.3.1	Allgemeines.....	129
4.3.2	Asphaltdecke in konventioneller Bauweise.....	137
4.3.3	Asphaltdecke in Kompaktasphaltbauweise.....	141
4.3.4	Zusammenfassende Darstellung der Daten und Annahmen.....	145
4.4	Vergleich der berechneten Spurrinnentiefe mit Daten der ZEB.....	145
4.4.1	Allgemeines.....	145
4.4.2	Konventionell hergestellte Asphaltdecke.....	147
4.4.3	Kompakte Asphaltbefestigung.....	151
4.5	Gezielte Variation verschiedener Größen und der Formel.....	153
4.5.1	Allgemeines.....	153
4.5.2	Variation der Ausprägung der Härte des Mörtels in der Asphaltdeckschicht.....	154
4.5.3	Variation der Ausprägung des Schichtenverbunds.....	157
4.5.4	Anpassung der Formel zur Berechnung der Schubverformung.....	159
4.6	Prognose der Entwicklung der Spurrinnentiefe	167
4.6.1	Allgemeines.....	167
4.6.2	Konventionelle Asphaltdeckschicht	168
4.6.3	Kompakte Asphaltbefestigung.....	173
4.6.4	Vergleich der Entwicklung der Spurrinnentiefe.....	176
5	Möglichkeiten der Nutzung und Weiterentwicklung des Modells.....	179
5.1	Allgemeines.....	179
5.2	Abschätzung der (verbleibenden) Lebensdauer der Asphaltdeckschicht.....	179
5.3	Ermittlung der Lebenszykluskosten	181
5.4	Anwendung bei Abnahme und Vergütung.....	184
6	Zusammenfassung und Schlussfolgerung	187
7	Literaturverzeichnis.....	192

8	Anhang.....	208
8.1	Hinweise zur Syntax des Berechnungsprogramms DRAT.....	208
8.2	Programmdateien.....	209
8.2.1	Allgemeines.....	209
8.2.2	Eingangsgrößen.....	209
8.2.3	Zwischengrößen.....	214
8.2.4	Zielgröße.....	237
8.3	Bestimmte und ermittelte Ausprägung der Eingangsgrößen der Beispielstrecken.....	241
8.3.1	Übersicht über die Werte der Faktoren.....	241
8.3.2	Übersicht über Ausprägung der von der Bauweise unabhängigen Größen.....	242
8.3.3	Übersicht über Ausprägung der Größen der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise.....	243
8.3.4	Übersicht über Ausprägung der Größen der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise.....	245
8.4	Teilmodelle	247
8.4.1	Teilmodell Herstellung des Asphaltmischguts.....	247
8.4.2	Teilmodell Transport von Asphaltmischgut.....	248
8.4.3	Teilmodell Einbau von Asphalt.....	249
8.4.4	Teilmodell Verdichtung von Asphalt.....	250
8.4.5	Teilmodell für die Entwicklung der Spurrinnenbildung.....	251
8.4.6	Teilmodell für die Entwicklung der Allgemeinen Unebenheit.....	252
8.4.7	Teilmodell für die Entwicklung der Griffigkeit.....	253
8.4.8	Teilmodell für die Entwicklung von Rissen.....	254
8.4.9	Teilmodell für die Entwicklung der Flickstellen und Ausmagerungen.....	255

Abkürzungsverzeichnis

Allgemeine Abkürzungen

ADS	Asphaltdeckschicht
ABiS	Asphaltbinderschicht
AC	Asphaltbeton (Asphalt Concrete)
AMG	Asphaltemischgut
AÜ	Achsübergänge
BBTM	Béton Bitumineux Très Mince (vergleichbar mit DSH)
BMVBS	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung
DSH	Dünne Asphaltdeckschicht in Heißbauweise
DSH-V	Dünne Asphaltdeckschicht in Heißbauweise auf Versiegelung
DSK	Dünne Asphaltdeckschicht in Kaltbauweise
DTA _{SV}	Durchschnittliche Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerverkehrs
DTV	Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke
DTV _{SV}	Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs
EAD	Ersatz der Asphaltdeckschicht
FStrG	Bundesfernstraßengesetz
KA	Kompaktasphaltbauweise
KGV	Korngrößenverteilung
KV	Konventionelle Bauweise
LFC	Longitudinal Friction Coefficient
MA	Gussasphalt (Mastix Asphalt)
MPK	Marshall-Probekörper
OB	Oberflächenbehandlung
PA	Offenporiger Asphalt (Porous Asphalt)
PMS	Pavement-Management-System
PSV	Polished Stone Value (Polierresistenz von einer Gesteinskörnung)
red. Anm.	redaktionelle Anmerkung
RF	Rückformen
SKM	Seitenkraftmessverfahren
SMA	Splittmastixasphalt
SPT	Spurrinntiefe (Zustandsgröße der ZEB und Zielgröße in dem Anwendungsbeispiel)
tkm	Tonnen-Kilometer
VOB/B	Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen, Teil B: Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen
ZEB	Zustandserfassung und -bewertung

ZW-	Zustandswert der Zustandsgröße
-AUN	Allgemeine Unebenheiten (Zustandsgröße der ZEB)
-FLI	Flickstellen (Zustandsgröße der ZEB)
-GRI	Griffigkeit (Zustandsgröße der ZEB)
-LWI	Längsebenheitswirkindex (Zustandsgröße der ZEB)
-NRI	Netzrisse (Zustandsgröße der ZEB bis 2001/02)
-RISS	Netzrisse, Einzelrisse und Risshäufungen (Zustandsgröße der ZEB ab 2003/04)
-SPT	Spurrinnentiefe (Zustandsgröße der ZEB)
-SPH	fiktive Wassertiefe (Zustandsgröße der ZEB)

Abkürzungen der Faktoren und Größen bei der Formulierung des quantitativen Modells

ADS _{visk}	Viskosität des Asphalts der Asphaltdeckschicht
Bewölkung	Bewölkungsgrad
B _{Vol}	Bitumenvolumen
B _{Volz}	Zunahme des Bitumenvolumens (infolge von Temperaturveränderung)
d	Ist-Schichtdicke
D _G	Durchmesser des Größtkorns des Asphaltmischguts
Fb _{Abrieb}	Abrieb an der Fahrbahnoberfläche
g	Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis
g*	empfohlenes Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis
G _{Abrieb}	Abriebeigenschaft des Gesteins
HA	Hohlraumausfüllungsgrad
HA*	empfohlener Hohlraumausfüllungsgrad
H _{bit}	Hohlraumgehalt
H _{bit,red}	reduzierter Hohlraumgehalt infolge Nachverdichtung und Volumenänderung des Bitumens
hg _x	Hilfsgröße der Größe x
H _{Mbit,red}	reduzierter Hohlraumgehalt infolge Nachverdichtung
H _{min}	minimaler Hohlraumgehalt
H _{nv}	Reduzierung des Hohlraumgehalts infolge Nachverdichtung
k	Verdichtungsgrad
k*	empfohlener Verdichtungsgrad
ld	Liegedauer
MOE _{Härte}	Härte des Mörtels
n _i	Gewichte zur Berücksichtigung des Maßes des Einflusses
r	Faktor zur Charakterisierung der Neigung des Asphaltmischguts zur Nachverdichtung
STA _{SV}	über die Liegedauer summierte Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerverkehrs
sverb	Schichtenverbund
T _A	Temperatur des Asphalts

T_{Luft}	Lufttemperatur
u	Faktor für den verdrängbaren Materialanteil der Asphaltdeckschicht bei Schubverformung
v	Faktor zur Berücksichtigung der seitlichen Aufwölbung bei der Schubverformung
V_{bel}	Verkehrsbelastung
Verf_{nv}	Verformung infolge von Nachverdichtung
$\text{Verf}_{\text{Schub}}$	Schubverformung (Verdrängung)
w	Faktor zur Charakterisierung der Neigung des Asphaltmischguts zur Schubverformung
$\rho_{\text{A,ADS}}$	Raumdicke der Asphaltdeckschicht
$\rho_{\text{A,MPK}}$	Raumdicke des Marshall-Probekörpers

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Anforderungen an die Asphaltdeckschicht, deren Materialien und deren Ausführung	15
Tabelle 2.2: Bewertungsrelevante Zustandsgrößen bei Asphaltbefestigungen (in Anlehnung an [ZTV ZEB-StB 06]).....	17
Tabelle 2.3: Erscheinungsbilder der Zustandsmerkmale und ihre möglichen Ursachen	21
Tabelle 2.4: Ursachen für Erscheinungsbilder, deren lokale Ausbesserung zu Flickstellen führt.....	22
Tabelle 2.5: Begriffssystematik der Erhaltung [ZTV BEA-StB 09].....	22
Tabelle 2.6: Angaben zu den Lebensdauern ausgewählter Bauweisen und Arten der Asphaltdeckschicht.....	25
Tabelle 3.1: Auswirkungen von Variationen in der Asphaltmischgutzusammensetzung auf den Asphalt (nach [Hutschenreuther, Wörner 1998], [EAPA 2007]).....	40
Tabelle 3.2: Kennzahlen zur Bestimmung von geringer, mittlerer und starker grober struktureller Entmischung [Stroup-Gardiner, Brown 2000].....	54
Tabelle 3.3: Verteilung der Messergebnisse des Schichtenverbunds an Bohrkernen von vier Untersuchungsfeldern (Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt auf Asphaltbinderschicht) [Freund, Codjia, Vassiliou 1994].....	66
Tabelle 3.4: Lebensdauer (gemessen mit den Anzahl der ertragbaren Lastzyklen) bei fehlendem Schichtenverbund, ermittelt durch Berechnungen mit dem Programm BISAR ([Metelmann, Beecken 1979], [Geigenmüller, Ewe, Köhler 1998]).....	66
Tabelle 3.5: Definitionen der Wasserdurchlässigkeit einer Asphaltdeckschicht (nach [M WB 1998], [Westerman 1998], [Martin, Cooley, Hainin 2003], [Cabrera, Hassan 1996]).....	72
Tabelle 3.6: Lebensdauer (unter Berücksichtigung der Biegezugspannung) infolge der Dickenschwankung in den Schichten bei konstanter Gesamtdicke der Asphaltbefestigung (22 cm, Bauklasse III nach RStO 75) und bei einer durchschnittlichen Jahrestemperatur [Schubert 1984].....	77
Tabelle 3.7: Signifikanter Einfluss der Eigenschaften der Asphaltbefestigung auf die Zustandsmerkmale	85
Tabelle 4.1: Zuweisung der Verteilung der erfassten Wetterdaten zu den Ausprägungen der definierten Größe Bewölkungsgrad und der zugehörigen Hilfsgröße.....	120
Tabelle 4.2: Berechnung der Summe der Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerverkehrs in dem Betrachtungszeitraum auf der Strecke in konventioneller Bauweise und der Strecke in Kompaktasphaltbauweise	131
Tabelle 4.3: Zuweisung der Verteilung des Bedeckungsgrads und der Niederschlagshöhe zu den Zuständen der definierten Größe „Bewölkungsgrad“	133
Tabelle 4.4: Zusammensetzung des Asphaltmischguts SMA 0/11S und der eingebauten Asphaltdeckschicht in konventioneller Bauweise	138
Tabelle 4.5: Zusammensetzung des Asphaltmischguts ABi 0/22 S und der eingebauten Asphaltbinderschicht in konventioneller Bauweise	140
Tabelle 4.6: Zusammensetzung des Asphaltmischguts SMA 0/8S und der eingebauten Asphaltdeckschicht in Kompaktasphaltbauweise.....	143
Tabelle 4.7: Zusammensetzung des Asphaltmischguts ABi 0/22 S und der eingebauten Asphaltbinderschicht in Kompaktasphaltbauweise.....	144
Tabelle 4.8: Statistische Kennwerte der Spurrinnentiefe in den Rollspuren der Beispielstrecken .	146
Tabelle 4.9: Mittelwerte der Schubverformung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise	162
Tabelle 4.10: Mittelwerte der Schubverformung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise	164

Tabelle 4.11: Vergleich der Spurrinnentiefe, die anhand der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht abgeschätzt wurde, und der berechneten Spurrinnentiefe der Asphaltdecke in konventioneller Bauweise.....	169
Tabelle 4.12: Vergleich der Spurrinnentiefe, die anhand der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht abgeschätzt wurde, und der berechneten Spurrinnentiefe der Asphaltdecke in Kompaktasphaltbauweise.....	173
Tabelle 5.1: Kriterien des Asphaltmischguts und der hergestellten Schicht, für die Grenzwerte der zulässigen Abweichungen sowie Abzugsregelungen bzw. Nachbesserung in den ZTV Asphalt-StB 07 definiert sind.....	185

Bildverzeichnis

Bild 1.1: Längen und Aufteilung des überörtlichen Straßennetzes, Stand 31.12.2006 [Radke 2009]	3
Bild 1.2: Zustands-Gesamtwert der Bundesautobahnen 2005/06 (alle Fahrstreifen, alle Bauweisen) und der Bundesstraßen 2003/04 (alle Strecken) [BMVBS 2007].....	5
Bild 1.3: Aufbau und Gliederung der Arbeit	7
Bild 2.1: Phasen des Lebenszyklus einer Asphaltdeckschicht und einer Asphaltbefestigung.....	10
Bild 2.2: Theoretische Kurvenverläufe der während der Lebensdauer verfügbaren Eigenschaften (nach [Schmuck 1987]).....	12
Bild 2.3: Aufbau einer Straßenbefestigung in Asphaltbauweise außerhalb geschlossener Ortslage mit wasserdurchlässigem Randbereich [ZTV Asphalt-StB 07].....	14
Bild 2.4: Normierungsfunktion für die erfasste maximale mittlere Spurrinnentiefe MSPT in mm in einen Zustandswert Spurrinnentiefe ZWSPT [AP 9/A1 2001].....	18
Bild 2.5: Bestimmung des Gesamtwertes für Asphaltbefestigungen aus den Zustandsgrößen im Rahmen der Zustandserfassung und -bewertung [RPE-Stra 01].....	19
Bild 2.6: Zuordnung des ermittelten Zustandswertes zu der Verhaltensklasse [RPE-Stra 01].....	20
Bild 2.7: Relative Häufigkeitsverteilung der Lebensdauer von Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten auf Autobahnen und hochbelasteten Bundesstraßen [Rommerskirchen u.a. 2002]	24
Bild 2.8: Abschnittsweise Annäherung der Normalverteilung (rot) mit vier (blau) und zehn (grün gestrichelt) Abschnitten.....	31
Bild 2.9: Darstellung von Aktionen und Zuständen bzw. Eigenschaften im Modell.....	32
Bild 2.10: Weitere Detaillierung eines Modells durch Unterteilung einer Aktion in zwei weitere Aktionen und einen weiteren Zustand.....	32
Bild 3.1: Strukturierung und Zusammenhang verschiedener Bereiche auf die Herstellung und die Lebensdauer der Asphaltdeckschicht.....	37
Bild 3.2: Wesentliche Stationen und Schritte während des Transportprozesses.....	51
Bild 3.3: Auswirkung des Schüttwinkels des Asphaltmischguts auf die strukturelle Entmischung [Ulrich 2009].....	55
Bild 3.4: Aufnahme der Oberflächentemperaturen der frisch verlegten Asphaltdecke mit einer Wärmebildkamera [WSDoT 2004]	56
Bild 3.5: Zusammenhang zwischen der Asphaltmischgutmenge vor der Einbaubohle und der Höhenlage der Einbaubohle (nach [Hutschenreuther, Wörner 1998] und [Utterodt 2010])	58
Bild 3.6: Wasserdurchlässigkeit in Abhängigkeit des Hohlraumgehalts und des Größtkorndurchmessers von verdichteten Asphaltmischungen ([Mallick, Teto, Cooley 1999] in [Martin, Cooley, Hainin 2003]).....	73
Bild 3.7: Relative Häufigkeitsverteilung der Ist-Gesamtdicken verschiedener Asphaltbefestigungen (vergleichbar zu Zeile 1 der RStO 86) bei einer Soll-Gesamtdicke von 15, 18, 22 bzw. 24 cm ([BAST 1984] in [Schmuck 1987]).....	77
Bild 3.8: Lebensdauer in % einer 22 cm dicken Asphaltbefestigung mit axial- und zentralsymmetrischer Dickenschwankung in Abhängigkeit der Verziehungslänge l, bezogen auf die Lebensdauer einer gleichmäßig 22 cm dicken Asphaltbefestigung [Schubert 1984].	78

Bild 3.9: Schematische Darstellung der Wellenlängen und Tiefen von Mikro-, Makro- und Megatextur [Woodside, Woodward 2002]	80
Bild 3.10: Wellenlängenspektrum der Fahrbahnoberfläche und ihre Auswirkungen [Huschek 1996]	80
Bild 3.11: Gründe für Erhaltungsmaßnahmen in einem ausgewählten Straßennetz in den Jahren 1987 bis 1991, getrennt nach der Bauklasse der Straßen [Dorando, Rübensam 1995].....	86
Bild 3.12: Arten der Verformung bei Spurrinnen (in Anlehnung an [Schmuck 1987]).....	89
Bild 3.13: Qualitative Darstellung der Zusammensetzung der Kurvenverläufe aus Nachverdichtung, Schubverformung und Ermüdung zum charakteristischen Kurvenverlauf der Entwicklung der Spurrinnentiefe.....	91
Bild 3.14: Spurrinnentiefe und fiktive Wassertiefe.....	92
Bild 3.15: Griffigkeitsschwankungen in Zusammenhang mit feuchten und trockenen Straßenzuständen [Maclean, Shergold 1958].....	98
Bild 4.1: Relative Häufigkeitsverteilung der Spurrinnentiefe MSPT bei der ZEB 2001/02 von Bundesautobahnen mit Asphaltdeckschicht [Oertelt, Maerschalk, Krause 2007].....	108
Bild 4.2: Mittelwert, Bereich der Standardabweichung und Längenanteile der Strecken mit Zustandswerten 3,5 und 4,5 für die verschiedenen Zustandswerte (ZW) der Hauptfahrstreifen mit Asphaltdeckschicht der Bundesautobahnen (16.210 km), ZEB 2001/02 (Daten [Oertelt, Maerschalk, Krause 2007])	108
Bild 4.3: Relative Häufigkeitsverteilung der Spurrinnentiefe MSPT bei der ZEB 2003/04 von Bundesstraßen mit Asphaltdeckschicht [Oertelt, Maerschalk, Krause 2007].....	109
Bild 4.4: Mittelwert, Bereich der Standardabweichung und Längenanteile der Strecken mit Zustandswerten 3,5 und 4,5 für die verschiedenen Zustandswerte (ZW) der freien Strecken der Bundesstraßen (30.627 km), ZEB 2003/04 (Daten [Oertelt, Maerschalk, Krause 2007]).....	110
Bild 4.5: Beispiele für die Skalierung einer Größe	111
Bild 4.6: Wahrscheinlichkeitsverteilung einer Normalverteilung mit dem Mittelwert μ und der Standardabweichung σ	112
Bild 4.7: Hilfsweise Definition von Variablen am Beispiel des Zuwachsfaktors in Abhängigkeit von der Liegedauer.....	114
Bild 4.8: Darstellung der für ein Beispiel berücksichtigten Kombinationen bei unterschiedlicher Intervallbreite aufgrund der Intervallarithmetik des DRAT.....	115
Bild 4.9: Darstellung der möglichen Definition von Variablen mit Hilfe unterschiedlich breiter Intervalle	115
Bild 4.10: Allgemeiner Kurvenverlauf der e-Funktion zur Beschreibung der Verformung infolge von Nachverdichtung.....	121
Bild 4.11: Allgemeiner Kurvenverlauf der Geraden-Funktion zur Beschreibung der Schubverformung	125
Bild 4.12: Darstellung der Bedeutung der Konstante a bei der Bildung der Spurrinne infolge von Schubverformung.....	126
Bild 4.13: Abbildung der Entwicklung der Spurrinnentiefe mit den entsprechenden Größen in DRAT	128
Bild 4.14: Verteilung der Lufttemperatur (Tagesmittel) für die Beispielstrecken im Zeitraum seit Fertigstellung.....	132
Bild 4.15: Schichtenaufbau der Strecke in konventioneller Bauweise.....	137
Bild 4.16: Schematische Darstellung des Kompaktasphalt-Fertigers mit Beschicker, bei Beschickung mit Asphaltdeckschichtmischgut (verändert nach [Dynapac 2010]).....	141
Bild 4.17: Schichtenaufbau der Strecke in Kompaktasphaltbauweise.....	142
Bild 4.18: Relative Häufigkeitsverteilung der bei der ZEB 2009 ermittelten Spurrinnentiefe in den Rollspuren des ersten Fahrstreifens (FS1), des zweiten Fahrstreifens (FS2) und beider Fahrstreifen der Beispielstrecken in Kompaktasphaltbauweise (KA) und konventioneller Bauweise (KV).....	146

Bild 4.19: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der einzelnen Komponenten der Spurrinnentiefe (SPT) in der Asphaltdeckschicht (ADS) und der Asphaltbinderschicht (ABiS) sowie der daraus resultierenden gesamten Spurrinnentiefe (SPT gesamt) und im Vergleich zu der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe (SPT ZEB FS2) für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise	148
Bild 4.20: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung von der berechneten Verformung infolge von Nachverdichtung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise.....	150
Bild 4.21: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung von der berechneten Schubverformung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise.....	150
Bild 4.22: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise.....	150
Bild 4.23: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der einzelnen Komponenten der Spurrinnentiefe (SPT) in der Asphaltdeckschicht (ADS) und der Asphaltbinderschicht (ABiS) sowie der daraus resultierenden gesamten Spurrinnentiefe (SPT gesamt) und im Vergleich zu der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe (SPT ZEB FS2) für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise.....	151
Bild 4.24: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Verformung der Asphaltdeckschicht infolge von Nachverdichtung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise.....	153
Bild 4.25: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der mit dem Modell berechneten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise.....	153
Bild 4.26: Auswirkung der Variation der Härte des Mörtels auf die Verformung infolge von Nachverdichtung und die Schubverformung der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise.....	155
Bild 4.27: Auswirkung der Variation der Härte des Mörtels auf die Verformung infolge von Nachverdichtung und die Schubverformung der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise.....	156
Bild 4.28: Auswirkung der Variation des Schichtenverbunds auf die Schubverformung der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise	157
Bild 4.29: Auswirkung der Variation der Schichtenverbunds auf die Schubverformung der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise	158
Bild 4.30: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der mit der angepassten Berechnungsformel ermittelten Schubverformung der Asphaltdeckschicht in konventioneller Bauweise in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads.....	162
Bild 4.31: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke, die entsprechend den ersten Formeln und Annahmen (SPT gesamt) bzw. mit der für die Schubverformung angepassten Formel (SPT gesamt angepasst) berechnet wurde, sowie der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe (SPT ZEB FS2) der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise.....	163
Bild 4.32: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der mit der angepassten Berechnungsformel ermittelten Schubverformung der Asphaltdeckschicht in Kompaktasphaltbauweise in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads.....	164
Bild 4.33: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke, die entsprechend den ersten Formeln und Annahmen (SPT gesamt) bzw. mit der für die Schubverformung angepassten Formel (SPT gesamt angepasst) berechnet wurde, sowie der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe (SPT ZEB FS2) der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise.....	165

Bild 4.34: Entwicklung der mittleren Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht sowie ihrer Komponenten Abrieb der Fahrbahn, Verformung infolge von Nachverdichtung und Schubverformung (berechnet mit der angepassten Formel) in Abhängigkeit der Liegedauer für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise.....	169
Bild 4.35: Boxplot der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise in Abhängigkeit der Liegedauer.....	170
Bild 4.36: Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der kalkulierten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht (SPT ADS) durch die anteilige Berücksichtigung der Verformung der Asphaltbinderschicht (SPT gesamt (ABi anteilig)) und der Korrektur um die Abweichung (SPT gesamt (korrigiert)) für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise.....	171
Bild 4.37: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe in Abhängigkeit der Liegedauer (ld) für die Asphaltdecke der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise	172
Bild 4.38: Entwicklung der mittleren Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht sowie ihrer Komponenten Abrieb der Fahrbahn, Verformung infolge von Nachverdichtung und Schubverformung (berechnet mit der angepassten Formel) in Abhängigkeit der Liegedauer für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise.....	173
Bild 4.39: Boxplot der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise in Abhängigkeit der Liegedauer.....	174
Bild 4.40: Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der kalkulierten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht (SPT ADS) durch die anteilige Berücksichtigung der Verformung der Asphaltbinderschicht (SPT gesamt (ABi anteilig)) und der Korrektur um die Abweichung (SPT gesamt (korrigiert)) für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise.....	175
Bild 4.41: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe in Abhängigkeit der Liegedauer (ld) für die Asphaltdecke der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise	175
Bild 4.42: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung für das Überschreiten der dem Zielwert (oben) bzw. dem Warnwert (unten) zugeordneten Spurrinnentiefe (4 mm bzw. 10 mm) in Abhängigkeit von der Liegedauer.....	177
Bild 5.1: Vergleich zweier Normalverteilungen mit unterschiedlichem Mittelwert und unterschiedlicher Standardabweichung	180
Bild 5.2: Beispiel zur Veränderung der Verhaltensfunktionen der Zustandsgrößen einer Fahrbahnbefestigung infolge von Maßnahmen der Erhaltung [Schmuck 1987].....	184

1 Einleitung und Problemstellung

1.1 Stand der Beachtung der Qualität und der Lebensdauer im Straßenbau

Die Lebensdauer einer Straßenbefestigung sowie ihr Verhalten bzw. die Verfügbarkeit ihrer Eigenschaften während der Nutzungsphase werden wesentlich zum einen durch die Qualität der verwendeten Materialien sowie der Herstellung und zum anderen durch die Belastung der Straße durch den Verkehr sowie durch die Einwirkungen aus Umwelt und Klima in der Nutzungsphase bestimmt.

- Qualität des Materials und Bedingungen bei dessen Einbau:

Anders als die massenhafte Produktion von Konsumgütern stellt die Herstellung einer Straßenbefestigung (oder einer einzelnen Schicht der Fahrbahnbefestigung) grundsätzlich eine Einzelfertigung dar. Auf jeder Baustelle sind andere Randbedingungen gegeben, sodass selbst bei gleich zusammengesetztem Asphaltmischgut unter anderem der Bauablauf mit der Herstellung des Asphaltmischguts und der Transportlogistik, der Einbau, die örtlichen Gegebenheiten und die Wetterbedingungen abweichen und folglich das Ergebnis, die Qualität der hergestellten Asphaltschicht, verschieden ist. Erst bei Baustellen mit einer längeren Strecke und mit einer meist entsprechend längeren Einbaudauer kann die Herstellung der Straßenbefestigung ansatzweise mit einer Massenproduktion verglichen und häufig eine Verbesserung der Qualität mit zunehmender Strecke bzw. zunehmender Einbaudauer verzeichnet werden: Die Herstellung des Asphaltmischguts und die Transportlogistik wurde an die Situation angepasst, der Umgang mit den Randbedingungen beim Einbau wurde optimiert und das Einbauteam ist eingespielt. Neben diesen Varianzen in den Prozessen der Herstellung führt zusätzlich die (Wieder-)Verwendung von Naturprodukten als Rohstoff zu einer Variabilität ihrer Eigenschaften und somit zu einer Schwankung der Qualität der hergestellten Asphaltschicht. [Rommerskirchen u.a. 2002]

Die Qualität lässt sich sowohl für das Material als auch für die hergestellte Schicht mit dem Einhalten bzw. Erreichen der geforderten Eigenschaften bewerten, wobei eine Differenzierung der Qualität unter anderem im Hinblick auf das Maß und die Gleichmäßigkeit des Erreichens möglich ist. Die Schwankungen der Eigenschaften des Materials, der Zusammensetzung des Mischguts und verschiedener Kriterien der eingebauten Schicht sind zwar durch Grenzwerte auf ein zulässiges Maß begrenzt, sodass sie möglichst auf diese Schwankungsbreite reduziert werden. Die Auswirkungen der Schwankung innerhalb der Grenzwerte können aber dennoch beträchtlich sein, wie beispielhaft anhand des E-Moduls beschrieben wird: „Die E-Modulabweichungen des bituminös gebundenen Materials können bei gleicher Temperatur und bei Einhaltung der nach den Technischen Vorschriften zulässigen Schwankungen des Hohlraum- und Bitumengehalts 50 % und mehr des Mittelwertes betragen.“ [Schubert 1984] Eine Elimination der Schwankungen ist nicht möglich und verschiedenen Bestrebungen, die Grenzwerte zu reduzieren, wird meist mit Hinweis auf die Möglichkeiten der Produktionsgenauigkeit in der Praxis und auf verschiedene Untersuchungsergebnisse vehement widersprochen.

Die Qualitätssicherung im Straßenbau wird von den Auftragnehmern vielfach als abgeholten und erfüllt betrachtet, falls die in den Regelwerken geforderten Eigenüberwachungsprüfungen durchgeführt wurden. Dies führt jedoch dazu, dass Einbaufehler und gegebenenfalls daraus resultierende Mängel trotz Eigenüberwachung häufig erst im Zuge der Kontrollprüfungen festgestellt werden, wenn der eingebaute Asphalt bereits abgekühlt ist und Korrekturen nicht mehr möglich sind. In der Konsequenz steht meistens die Akzeptanz der Leistung bei Minderung der Vergütung oder teilweise Verlängerung der Verjährungsfrist für Mängelansprüche, da die reale Mangelbeseitigung als unzumutbar oder unmöglich gilt. Doch ob die Minderung der Vergütung der verkürzten Lebensdauer

entspricht oder der Schaden aus dem Mangel bereits in der verlängerten Verjährungsfrist auftritt, ist fraglich. Weiterhin ist bei beiden Prüfungen problematisch, dass die Eigenschaften einzeln und isoliert betrachtet werden. Dadurch werden Abweichungen, die zwar einzeln für sich tolerabel sind, aber in Kombination zu einem frühzeitigen Versagen der Fahrbahnbefestigung führen können, nicht geahndet. Ein weiterer Kritikpunkt ist, dass der einzelnen Probe bei der Kontrollprüfung grundsätzlich eine Fläche von bis zu 6.000 m² zugeordnet ist. Zwar kann die Fläche durch weitere Prüfungen, falls Zweifel an der Richtigkeit des Ergebnisses bestehen, reduziert werden, die tatsächliche Ausprägung der Eigenschaften über die zugeordnete Fläche bleibt aber unbekannt und auch, ob die Probe und das an ihr ermittelte Ergebnis den Durchschnitt wiedergibt.

Somit treten die Inhomogenitäten der Eigenschaften eines Materials und der hergestellten Schichten nicht nur zwischen den verschiedenen Baustellen bzw. Fahrbahnbefestigungen, sondern auch innerhalb einer Fahrbahnbefestigung und innerhalb einer Schicht auf. Und auch die Ungleichmäßigkeit der Eigenschaften der einzelnen hergestellten Schichten sowie deren Schichtenverbund beeinträchtigt die Qualität [Thurner 2001] und kann eine zum Teil deutliche Verkürzung der Lebensdauer zur Folge haben ([Bartolomaeus 2003], [Rommerskirchen u.a. 2002]). Die Entmischung des Asphaltmischguts beispielsweise bedingt eine lokal unterschiedliche Zusammensetzung des Asphaltmischguts sowie eine lokal unterschiedliche Verdichtung der Asphalttschicht, sodass – wie eine Untersuchung belegt – frühzeitig Schäden auftreten können und als Folge die Lebensdauer der Asphalttschicht verkürzt werden kann. Wirtschaftliche Betrachtungen, die auf den Ergebnissen dieser Untersuchung aufbauen, ergaben weiter, dass dann infolge von zusätzlich erforderlich werdenden Maßnahmen je nach Maß der Entmischung 10 bis fast 50 % zusätzliche Kosten (bezogen auf die Herstellungskosten der Asphalttschicht) über die Lebensdauer entstehen können. [Stroup-Gardiner, Brown 2000]

Dass die Lebensdauer einer Straßenbefestigung wesentlich durch die Qualität der verwendeten Baustoffe und von der Qualität der Ausführung beeinflusst wird, ist bereits länger im Bewusstsein der Forschung und der Anwender:

„Durch die qualitätsgesicherte Herstellung dieser Grundstoffe ist ... die Qualität der Straße sicherlich noch nicht ausreichend beschrieben und gesichert.“
[Eustacchio, Gölles, Rath 1995]

„Ungenügend definierte Prozesse werden gekennzeichnet durch:

- personelle Unterbesetzung in der Planungsphase,
- lückenhafte bzw. nicht durchgängige Arbeitsvorbereitung,
- keine systematische Mängelerfassung in der Planungs- und Ausführungsphase,
- fehlende kurzzyklische Qualitätsprüfung in der Ausführungsphase ...“

[Kaiser, Khodawandi 2008]

„... in der Baupraxis [wird] häufig noch zu wenig beachtet, dass eine zweckmäßige Qualitätssicherung nicht nur allein aus Materialprüfung besteht, sondern aus gutem Grund viel weiter und dynamischer zu fassen ist und sich daher auf alle qualitätsrelevanten Faktoren, also auf Mensch, Maschine, Methode, Umfeld, Messungen und selbstverständlich auch auf das Material, erstreckt.“ [Partl 1992]

Die Messungen und Kontrollen sind kontinuierlich und aktiv durchzuführen, um frühzeitig Fehler zu vermeiden, da jede Phase von der Planung bis zur endgültigen Verkehrsübergabe der Straße von den Entscheidungen und Ergebnissen der vorherigen Phasen beeinflusst wird. Zudem erhöhen sich die Kosten für die Beseitigung eines Fehlers von der einen Phase auf die nächste um etwa das Zehnfache [Beckedahl 1993]. Zwar resultiert ein großer Anteil – etwa 75 % – der Fehler und Fehlerquellen aus der Planungsphase und weniger aus der Bauausführung ([Beckedahl 1993], [Eustacchio, Gölles, Rath 1995]), doch dies tritt in den Hintergrund bei einer dennoch qualitativ beeinträchtigten Bauausführung – sei es, weil die Bauweise oder das Asphaltmischgut sehr sensibel ist oder weil die Fehler grob begangen

wurden. Qualitätssicherung ist vor diesem Hintergrund umfassend zu definieren als „... eine langfristig zielbewusste technische Entwicklung, die mit wirtschaftlich begründeten Entscheidungsfaktoren zu untermauern ist.“ [Nakkel 1988]

Mit der Weiterentwicklung der Maschinen und der Bauweisen allein steigt jedoch nicht zwangsläufig die Qualität: „In der Erhaltungspraxis ist immer wieder zu beobachten, dass ältere Anlagenbestände (red. Anm.: angesprochen sind hier Straßen) einen verhältnismäßig guten Zustand, viele jüngere Bestände dagegen bereits nach relativ kurzer Zeit einen schlechten Zustand aufweisen.“ [Maerschalk 2008] Die Weiterentwicklung kann aber dazu helfen bzw. genutzt werden, um beispielsweise die Prozesssicherheit zu erhöhen oder die Qualität der Ausführung besser zu überwachen (zum Beispiel flächendeckende Eigenüberwachung, Vermeidung von Entmischung).

Die für eine belastbare Berechnung der Lebensdauer erforderliche Präzision der Herstellungsschritte, ihrer Prüfergebnisse und ihrer Dokumentation ist folglich derzeit nicht gegeben. Zudem weisen die im Asphaltstraßenbau verwendeten natürlichen Baustoffe bzw. Baustoffgemische keine Dauerfestigkeit auf, sodass von jeder Beanspruchung eine Auswirkung auf den Widerstand gegen Ermüdung oder Verformung ausgeht.

- Die Belastung der Straßenabschnitte durch Verkehr variiert sehr stark:

Die Belastung der Straße durch Verkehr variiert mit der Größe, der Menge sowie der Lastverteilung des Verkehrs. Weiterhin beeinflussen Faktoren wie die Geschwindigkeit der Fahrzeuge, die Fahrzeugkonstruktion und der Fahrbahnzustand die Verkehrsbelastung.

Das gesamte überörtliche Straßennetz setzte sich im Jahr 2006 wie in Bild 1.1 dargestellt aus den unterschiedlichen Straßenklassen zusammen und wies insgesamt eine Länge von 231.360 km auf. Die Länge der Gemeindestraßen wird nicht kontinuierlich erfasst und wurde im Jahr 1992 auf etwa 413.000 km geschätzt. [Radke 2009] Es ist leicht nachvollziehbar, dass je nach Lage eines Straßenabschnittes im gesamten Netz sowie der angebundenen Gebiete das Verkehrsaufkommen und seine Zusammensetzung und daher die Belastung auch innerhalb einer Straßenklasse deutlich variieren. Ergänzend beeinflussen Parameter des Straßenentwurfs, wie die Gestaltung des Querschnittes und die Längsneigung einer Straße, die aus dem Verkehrsaufkommen resultierende Beanspruchung der Straßenbefestigung.

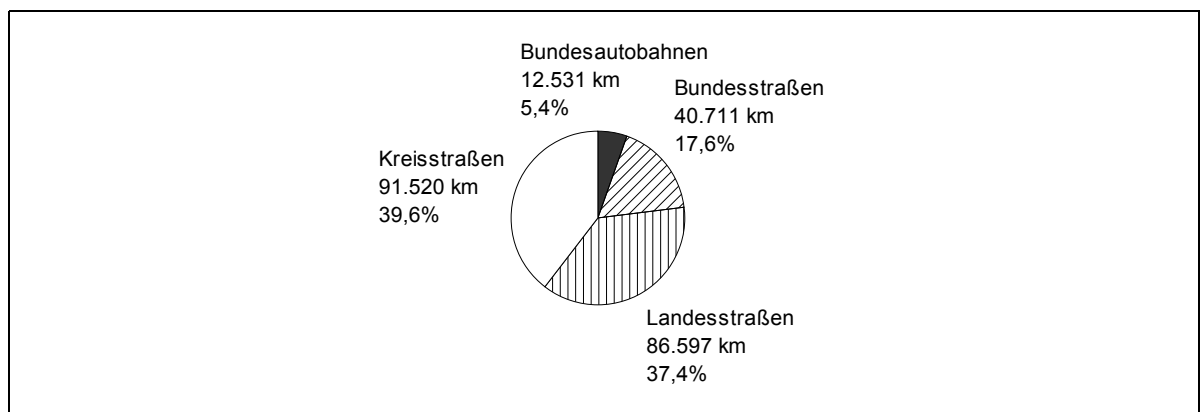


Bild 1.1: Längen und Aufteilung des überörtlichen Straßennetzes, Stand 31.12.2006 [Radke 2009]

Die Zunahme des Verkehrs auf einer Straße während ihrer Lebensdauer lässt sich nur grob abschätzen. Allgemein wird nach Verkehrsprognosen des Bundes bis 2025 mit einer stetigen Zunahme der Verkehrsleistung auf deutschen Straßen gerechnet. Im Zeitraum 1997 bis 2015 wurde mit einer Zunahme der Verkehrsleistung im Güterverkehr um 64 % und im Personenverkehr um 20 % gerechnet; tatsächlich war bereits bis 2006 für die Verkehrsleistung des Straßengüterverkehrs eine Zunahme von etwa 45 % und des Personenverkehrs eine Zunahme von etwa 5 % zu verzeichnen. Von 2007 bis 2050 wird eine Verdopplung der Güterverkehrsleistung (auf etwa 1.200 tkm) erwartet. ([BMVBS 2007], [Radke 2009])

Die Zuordnung etwaiger Veränderungen von Eigenschaften der Fahrbahnbefestigung zu der höheren Verkehrsbelastung oder zu der Inhomogenität der Qualität des Materials und der Ausführung wäre sehr komplex und mit einer bestimmten Sicherheit nur für extreme Ausprägungen möglich. Eine mit verschiedenen Ansätzen quantitativ exakt berechnete (Rest-)Lebensdauer einer Fahrbahnbefestigung wäre folglich nicht verlässlich und nicht verwertbar.

- Klima, Unterbau und Untergrund sind regional unterschiedlich:

Aus dem Klima resultieren unterschiedliche Belastungen der Straße und daher verschiedene Anforderungen bzw. Möglichkeiten hinsichtlich der Zusammensetzung des Asphalts. Der Unterbau und der Untergrund geben hinsichtlich der Lastabtragung Parameter vor, die zu verschiedenen Anforderungen an die erforderliche Lastaufnahme und -verteilung in der Fahrbahnbefestigung führen. Der Untergrund ist zum einen geologisch-historisch bedingt und großräumig in der Art und der Grundstruktur verschieden, zum anderen ebenfalls lokalen Inhomogenitäten in dessen Zusammensetzung und Strukturierung unterworfen. Bei dem Unterbau sind wie bei der Fahrbahnbefestigung herstellungsbedingte Varianzen zu erwarten. Somit tritt neben die oben genannten Variablen der Herstellung und Nutzung zusätzlich die Variabilität der Umwelt sowie ihrer regional unterschiedliche Auswirkung. [Rommerskirchen u.a. 2002]

Unter wirtschaftlichen Aspekten stellen sich folgende Fragen: Wie kann nun mit diesen Einflüssen und der Unsicherheit des Auftretens und des Ausmaßes dieser Einflüsse umgegangen und die Qualität der hergestellten Straßenbefestigung oder eines Teils von ihr und folglich die Lebensdauer trotz der oben genannten Problemstellungen hinreichend genau abgeschätzt werden? Und welche Größen bei der Herstellung beeinflussen die Qualität und die Lebensdauer in einem derart deutlichen Maß, dass sie im Sinne der Weiterentwicklung in der Forschung und Entwicklung oder bei der Herstellung im Hinblick auf die Qualitätssicherung besondere Beachtung erfordern?

In der Literatur sind viele Untersuchungen und Ansätze für die Bewertung der Substanz und darauf aufbauend Prognosen der Zustandsentwicklung und der (Rest-)Lebensdauer, über die Zusammenhänge zwischen bestimmten Größen und Eigenschaften der Asphaltschicht und ihrem Verhalten bei Beanspruchung und die Einflüsse auf diese Größe und Eigenschaften vorhanden. Sie setzen aber den Bestand sowie einige Zeit der Nutzung voraus und betrachten meist nur einzelne Aspekte. Das Ausmaß der Fehler und Mängel in der Herstellung, werden diese in den Funktionen zur Kalkulation der Zustandsentwicklung berücksichtigt (so zum Beispiel bei der Zustandserfassung und -bewertung), lässt sich jedoch frühestens nach der ersten Zustandserfassung ermitteln.

Die Fragestellung erhält weitere Bedeutung, werden die Altersstruktur des Straßennetzes sowie der Zustand der Straße einerseits und das durchschnittliche Anlagevermögen sowie das jährliche Investitionsvolumen andererseits betrachtet und miteinander verglichen: Die Altersstruktur des Straßennetzes lässt erwarten, dass in den nächsten Jahren viele kostenintensive Arbeiten notwendig werden. In den alten Bundesländern stammt ein Großteil der Bundesautobahnen aus den 60er und 70er Jahren, sodass nun Grunderneuerungen erforderlich sind, vor dem Hintergrund der Zunahme der Verkehrsbelastung oftmals in Verbindung mit Ausbaumaßnahmen. In den neuen Bundesländern hingegen ist die Altersstruktur der Bundesautobahnen bedeutend jünger und das Netz relativ gut ausgebaut; hier werden weniger Maßnahmen notwendig sein. Bei den Bundesstraßen sind ebenfalls Erneuerungen erforderlich, die jedoch nur teilweise Um- und Ausbaumaßnahmen verlangen. [BMVBS 2007b]

Dass in den nächsten Jahren für einen großen Anteil der Bundesfernstraßen Erhaltungsmaßnahmen zu planen bzw. zeitnah durchzuführen sind, zeigt auch das Ergebnis ihrer Zustandserfassung und -bewertung (siehe Bild 1.2). 23,5 % des Netzes der Bundesstraßen (zu der Zeit etwa 41.000 km) wurde in den Jahren 2003/2004 mit Zustandswerten (Gesamtwert) oberhalb des Schwellenwertes (4,5) bewertet und 17,9 % lagen zwischen Warn- und Schwellenwert (3,5 bis kleiner 4,5). Auf den Bundesautobahnen sah die Situation bei der Zustandserfassung und -bewertung in den Jahren 2005/2006 deutlich besser aus (die Netzlänge betrug 2006 etwa 12.400 km): Nur 8,7 % der Bundesautobahnen wiesen eine Bewertung oberhalb des Schwellenwertes (4,5) auf und 10,9 % des

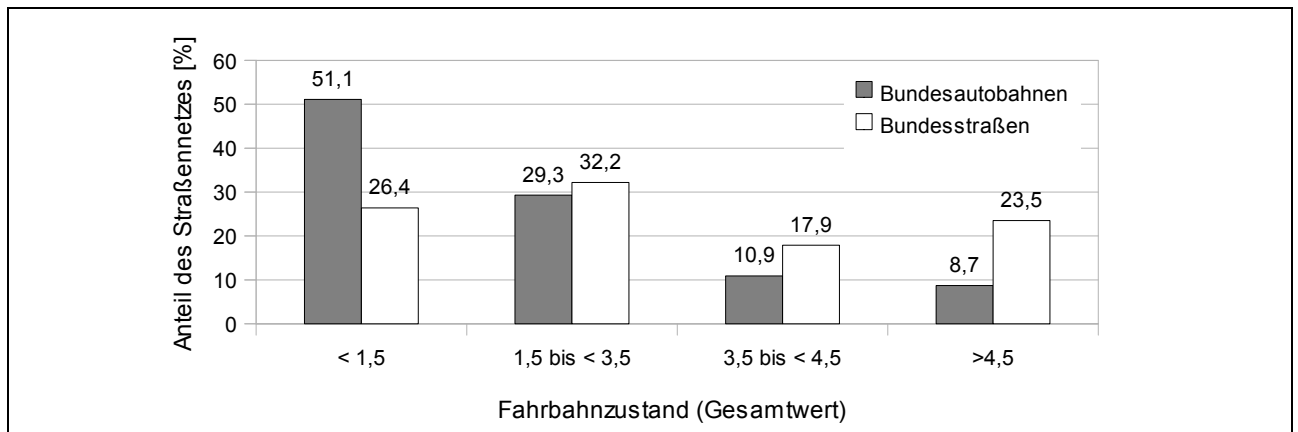


Bild 1.2: Zustands-Gesamtwert der Bundesautobahnen 2005/06 (alle Fahrstreifen, alle Bauweisen) und der Bundesstraßen 2003/04 (alle Strecken) [BMVBS 2007]

Straßennetzes erhielten eine Bewertung zwischen Warn- und Schwellenwert. [BMVBS 2007] Somit war für rund 19.310 km, dies entspricht gut 36 % der Bundesfernstraßen, eine Erhaltungsmaßnahme zu planen bzw. zeitnah durchzuführen.

Im Vergleich zu der vorherigen Erfassungskampagne verschlechterte sich insbesondere im Netz der Bundesstraßen der Zustand: Während im Jahr 2000 nur 8,3 % der Bundesstraßen oberhalb des Schwellenwertes lagen und 23,1 % zwischen Warn- und Schwellenwert, war im Jahr 2003/04 von 23,5 % der Bundesstraßen der Zustandswert oberhalb des Schwellenwertes, das heißt auf nahezu dem dreifachen Anteil der Bundesstraßen war die Gebrauchsfähigkeit eingeschränkt (Erläuterungen zum Warn- und Schwellenwert siehe Abschnitt 2.2.2). [Gerwens 2008] Ob die deutliche Verschlechterung des Straßenzustands auf beispielsweise die (gestiegene) Verkehrsbelastung, die Altersstruktur des Straßennetzes, eine mangelhafte Instandhaltung und Instandsetzung, Auswirkungen von extremen Wetterbedingungen oder die Veränderung des „Straßen-Portfolios“ zurückzuführen ist, ist unbekannt.

Das Brutto-Anlagevermögen des gesamten Straßennetzes, das dem Wiederbeschaffungswert der Anlagen (hier zu Preisen von 2000) entspricht, betrug im Jahr 2006 469,3 Mrd. EUR. Davon entfallen etwa 176,5 Mrd. € auf die Bundesfernstraßen, rund 40,0 Mrd. € auf Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen und der restliche Betrag auf das untergeordnete und kommunale Straßennetz. Das Netto-Anlagevermögen, das dem Zeitwert der Straßenbefestigungen unter Annahme von spezifischen Nutzungszeiten für die Anlagen und einer linearen Abschreibung über die Nutzungszeit auf einheitlicher Preisbasis entspricht, ergibt sich zu rund Zweidrittel des Brutto-Anlagevermögens (315,5 Mrd. EUR, zu Preisen von 2000, Bestand 31.12.2006). Die jährlichen Brutto-Anlageinvestitionen, das heißt die Summe der jährlichen Erweiterungs-, Rationalisierungs-, Ersatz- sowie Erhaltungsinvestitionen für die Anlagen, betrugen für das gesamte Straßennetz in den Jahren 1999 bis 2007 durchschnittlich 10,8 Mrd. EUR (zu Preisen von 2000). ([Radke 2009], [BMVBS 2009]) Zur Finanzierung der Bundesfernstraßen wurden im Haushalt des Bundes für das Jahr 2006 insgesamt 5.766,3 Mio. EUR vorgesehen, tatsächlich ausgegeben wurden 6.123,7 Mio. EUR. Davon entfielen 1.095,3 Mio. EUR auf Erhaltung, Um- und Ausbau (einschließlich Lärmschutz, aber ohne Erweiterung auf 6 oder mehr Fahrstreifen) der Bundesautobahnen und 976,7 Mio. EUR für selbiges der Bundesstraßen. Somit wurden insgesamt 33,8 % der für die Straßen verfügbaren Mittel für die Erhaltung sowie den Um- und Ausbau zugeteilt (rund 3 % mehr als im Folgejahr). Der restliche Teil floss in den Neubau, die Erweiterung auf 6 oder mehr Fahrstreifen, den Straßenbetriebsdienst, die Verkehrsbeeinflussung und weitere Ausgaben. ([BMVBS 2007], [BMVBS 2009])

Insgesamt ist die Höhe der Investitionen tendenziell rückläufig [Radke 2009] während der Baupreisindex steigt [StatBA 2010]. Werden der steigende Baupreisindex auf vorwiegend steigende Baukosten zurückgeführt und die sinkenden Investitionsvolumen in dieser Wechselwirkung mit deutlich weniger Erhaltungsmaßnahmen gleichgesetzt, ist dies vor dem Hintergrund des Straßenzustands sowie der meist überproportionalen Verschlechterung der Zustände in

Abhängigkeit von dem Alter oder der Verkehrsbelastung und im Hinblick auf die Werterhaltung der Straßenbefestigungen kritisch zu betrachten.

1.2 Zielsetzung der Arbeit

Die Darstellung in Abschnitt 1.1 zeigt, welche Bedeutung die Qualität der Herstellung und Erhaltung für die Lebensdauer der Fahrbahnbefestigung und auch die Wirtschaftlichkeit der Investition sowie des Handelns hat. Um die Qualität der Herstellung der Fahrbahnbefestigung im Vorhinein oder anhand der mit dem Einbau erreichten Größen abschätzen und gegebenenfalls bei der Planung und Konzeption des Straßenaufbaus oder dem Betrieb der Straße berücksichtigen zu können, ist Ziel dieser Arbeit ein Fundament für die Abschätzung der Lebensdauer von Asphaltbefestigungen unter Berücksichtigung der relevanten Größen einschließlich ihrer Unsicherheiten zu schaffen, was mit den bisher existierenden Ansätzen nicht oder nur unter bestimmten Bedingungen möglich ist.

Um dieses Ziel zu erreichen, werden folgende Schritte durchgeführt: Zunächst werden die Prozesse und ihre Interaktion von der Konzeption des Asphaltmischguts bis zu dem abschließenden Verdichten der Asphaltdeckschicht und die Entwicklung der aus der Zustandserfassung und -bewertung (ZEB) bekannten Zustandsgrößen während der Nutzung detailliert analysiert. Die gewonnenen Erkenntnisse werden in geeigneter Weise systematisch in einem theoretischen Modell abgebildet, mit dem die Qualität der hergestellten Asphaltschicht über ihre Lebensdauer eingeschätzt werden kann. Bei dieser Einschätzung werden die Variabilität der Qualität des Materials und der Ausführung sowie die Variabilität der Belastung in der Nutzungsphase berücksichtigt. Die quantitative Abbildung des theoretischen Modells wird in einem Berechnungsprogramm umgesetzt (angewendet wird das Darmstädter-Risiko-Analyse-Tool, DRAT); abschließend wird beispielhaft an einem ausgewählten Teil des theoretischen Modells – nicht für das entwickelte gesamte theoretische Modell – die Plausibilität der damit berechneten Ergebnisse und die berechnete Entwicklung der Zielgröße Spurrinnentiefe geprüft.

Bei der Formulierung des Modells wird sich auf die Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt konzentriert. Wesentliche Bedingung dabei ist, dass die Unterlage, auf der die Asphaltdeckschicht hergestellt wird, eine ausreichende Tragfähigkeit und Verformungsbeständigkeit aufweist, sodass die Lebensdauer der Asphaltdeckschicht nicht durch den Zustand der unteren Schichten beeinflusst wird.

Bei einer Weiterführung dieser Arbeit wäre die Adaption des Modells auf die unteren Schichten für die Herstellung der Schicht im Wesentlichen mit dem Anpassen einzelner Rahmenbedingungen und für die Nutzungsphase durch Hinzufügen weiterer Einflüsse und Zielgrößen möglich. Durch die Verknüpfung der verschiedenen Modelle wären die Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung und der Zusammenhänge zwischen den Eigenschaften der einzelnen Schichten und so schließlich die Betrachtung des Lebenszyklus der gesamten Fahrbahnbefestigung möglich.

Zudem gestattet die separate Abbildung der Prozesse bei der Herstellung der Schicht in dem Modell, dass dieses später auch zur zielgerichteten Verbesserung und Qualitätssicherung der Prozesse (oder von einzelnen Schritten in den Prozessen) eingesetzt werden und die Planung unter Berücksichtigung der Sensibilität des Asphaltmischguts oder der Bauweise erfolgen kann.

1.3 Methodik und Aufbau der Arbeit

Für die Erstellung des Modells erscheint ein theoretisches, diskursives Vorgehen als geeignet. Dabei wird sich orientiert im Rahmen der Herstellung an dem Fließprozess, beginnend bei der Konzeption des Asphaltmischguts und endend bei dessen Verdichtung, und anschließend im Rahmen der Nutzungsphase an der Entwicklung der Zustandsgrößen. Dabei werden die einzelnen Schritte analysiert und in Ursache-Wirkungs-Zusammenhängen formuliert. Das mögliche Ausmaß und die Existenz der Zusammenhänge werden mit induktiven Betrachtungen dargestellt. Dabei wird auf

eine Vielzahl von Forschungsergebnissen und Erfahrung aus der Praxis, die in der Literatur veröffentlicht worden sind, zurückgegriffen.

Parallel zu diesem Vorgehen und aufbauend auf den formulierten Ursache-Wirkungs-Zusammenhängen wird das Modell (in einem als geeignet und handhabbar erachteten Detaillierungsgrad) qualitativ entwickelt.

Ein ausgewählter Bereich des Modells, die Entwicklung der Spurrinnen, wird schließlich in ein quantitatives Modell überführt. Die mathematischen Zusammenhänge werden dabei unter Berücksichtigung der Erkenntnisse über die Ursache-Wirkungs-Zusammenhänge und der induktiven Betrachtungen definiert. Anhand eines Beispiels werden das quantitative Modell und die darin formulierten Zusammenhänge schließlich validiert.

Korrespondierend mit der Methodik ist die weitere Arbeit in folgende Kapitel gegliedert, einen Überblick über den Aufbau der Arbeit gibt Bild 1.3.

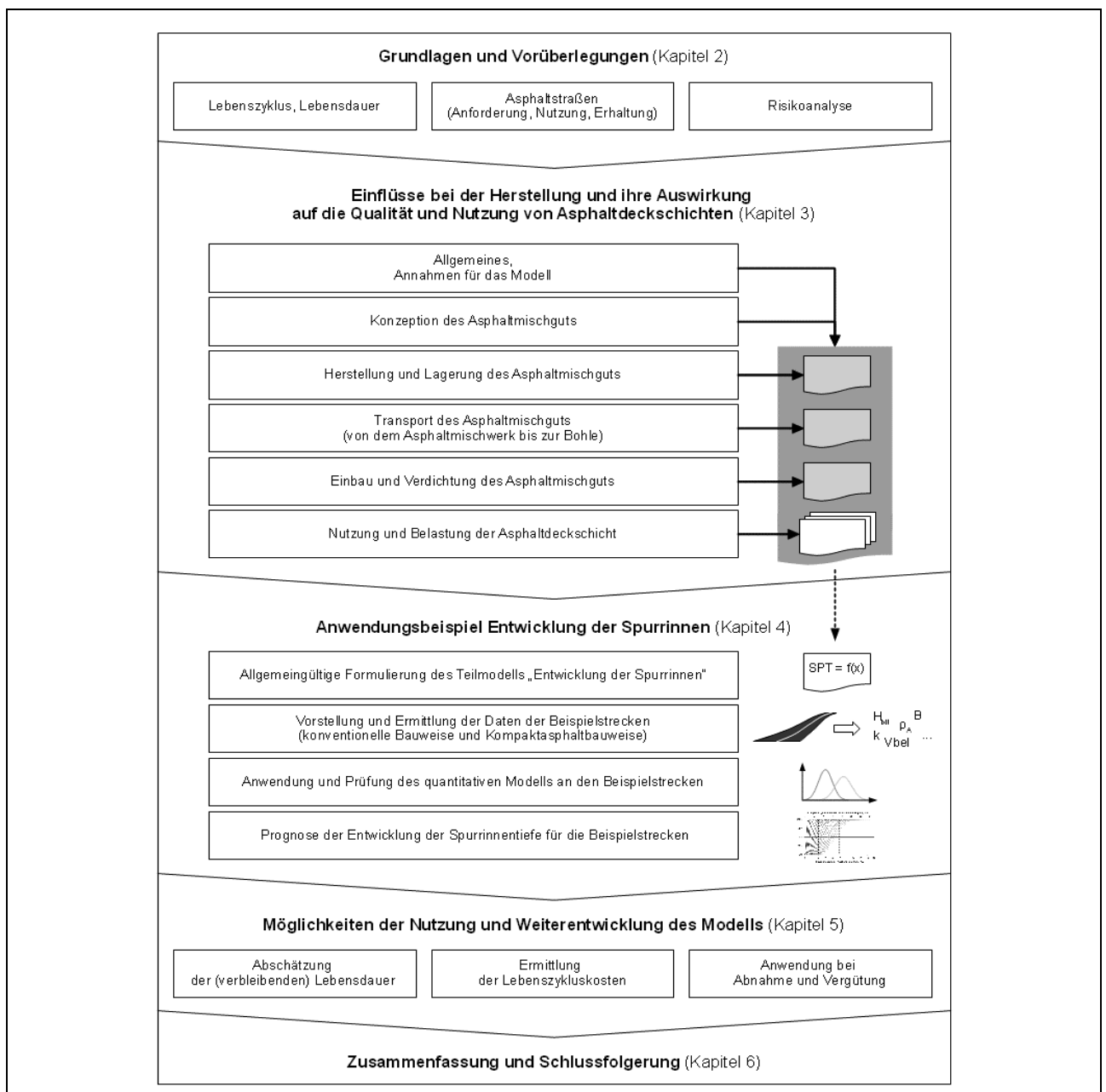


Bild 1.3: Aufbau und Gliederung der Arbeit

Zunächst werden in Kapitel 2 die Grundlagen und Vorüberlegungen für diese Arbeit erläutert, um einen Überblick über die Betrachtungsfelder und bei Bedarf Definitionen der Begriffe zu geben.

Die Analyse der Prozesse erfolgt in Kapitel 3. Zur Sicherung des allgemeinen Verständnisses werden in den einzelnen Abschnitten zunächst die wesentlichen Aspekte der Abläufe, Umstände und Zusammenhänge des anschließend analysierten Prozesses aufgezeigt. Die Prozesse von der Konzeption des Asphaltmischguts bis zu dessen Einbau und Verdichtung werden in den Abschnitten 3.3 bis 3.6 erläutert. Der Einfluss einzelner Schritte bzw. verschiedener Eigenschaften des Asphaltmischguts in einem Prozess auf die Entwicklung der Zustandsgrößen oder allgemein das Verhalten der Asphaltschicht in der Nutzungsphase wird aufgrund der thematisch starken Nähe bereits bei der Analyse der Schritte bzw. Eigenschaften beschrieben. In jedem Abschnitt ist abschließend das Teilmodell für den entsprechenden Prozess dargestellt. Dabei können die Eingangsgrößen eines Teilmodells die Ergebnisgrößen eines vorherigen Teilmodells oder als gegeben betrachtete Eigenschaften sein (die Annahmen und Randbedingung, die für die Erstellung des Modells gelten, sind in Abschnitt 3.2 aufgeführt). Dies sind die Schnittstellen, über welche die verschiedenen Ausprägungen und Eigenschaften des Asphaltmischguts infolge der vorherigen Prozesse weitergereicht werden. In Abschnitt 3.7 wird die Entwicklung der Zustandsgrößen in Zusammenhang mit und aufbauend auf den Erkenntnissen der vorherigen Abschnitte erläutert und es werden Teilmodelle für die einzelnen Zustandsgrößen entwickelt. Ergebnis des Kapitels sind mehrere theoretische Teilmodelle, die zusammen den gesamten Prozess beschreiben von der Herstellung des Asphaltmischguts bis hin zu dem Ende der Nutzungsphase.

Die Umsetzung des ausgewählten theoretischen Teilmodells „Entwicklung der Spurrinnen“ in ein quantitatives Modell erfolgt in Kapitel 4. Dabei werden die mathematischen Zusammenhänge basierend auf den theoretischen und induktiven Betrachtungen des vorherigen Kapitels allgemeingültig in Abschnitt 4.2 formuliert. Aufgrund der Möglichkeit bei der Abbildung des quantitativen Modells in dem verwendeten Berechnungsprogramm DRAT die Größen mit einer Wahrscheinlichkeitsverteilung zu beschreiben, und der verfügbaren Messdaten bei der Anwendung des quantitativen Modells auf Beispielstrecken wurde das entwickelte theoretische Modell in Teilen angepasst. In den Abschnitten 4.3 bis 4.6 wird das allgemeingültige quantitative Modell zum einen mit Werten, die auf den in Kapitel 3 dargestellten Zusammenhängen basieren und hinsichtlich der Anwendung in dem quantitativen Modell auf Plausibilität geprüft worden sind, und zum anderen mit Messdaten der betrachteten Beispielstrecken für die Anwendung vervollständigt, geprüft, weiter konkretisiert und zur Berechnung der Entwicklung der Spurrinnentiefe angewendet. Da mit dieser Arbeit ein Fundament für die Abschätzung der Lebensdauer von Asphaltbefestigungen unter Berücksichtigung von Unsicherheiten geschaffen wird, werden in Kapitel 5 die weiterführenden Möglichkeiten zur Abschätzung der Lebensdauer sowie weitere Anwendungsmöglichkeiten der Methode bzw. des Instruments in wirtschaftlicher Hinsicht präsentiert.

Im abschließenden Kapitel 6 werden die Erkenntnisse dieser Arbeit aus der Formulierung des theoretischen Modells und aus den Ergebnissen der Prüfung des quantitativen Modells zusammengefasst. Weiterhin werden Schlussfolgerungen gezogen sowie Empfehlungen für das weitere Vorgehen gegeben.

2 Grundlagen und Vorüberlegungen

2.1 Lebenszyklus und Lebensdauer

2.1.1 Lebenszyklus

Der Lebenszyklus (life-cycle) eines Produktes wird meist von seiner Erstellung bis zu seiner Entsorgung definiert. Je nach Betrachtungswinkel können die Definitionen abweichen. In der Betriebswirtschaft zum Beispiel existiert eine umfassendere Definition, die noch die Arbeitsschritte vor der Herstellung, die Produktentwicklung, berücksichtigt.

Von der Erstellung bis zur Entsorgung des Produktes werden die Phasen der Planung, der Realisierung, der Nutzung und der Verwertung unterschieden. Während für allgemeine, wenig kostenintensive Produkte die Lebenszyklus-Betrachtung zur betriebswirtschaftlichen Planung schon lange und umfassend durchgeführt wird, werden langlebige und kostenintensive Produkte (wie Immobilien) erst in den letzten Jahrzehnten der Lebenszyklus-Betrachtung unterzogen. Insbesondere bei den langlebigen Produkten umfasst die Phase der Nutzung zum einen die gemäß Konzeption vorgesehene Nutzung selbst, zum anderen aber auch den Betrieb der Produkte. Der Betrieb bedeutet dabei die Organisation und Verwaltung, die Instandhaltung und gegebenenfalls auch die Erneuerung oder bauliche Änderung der Produkte. Die letzten beiden Punkte beziehen sich aber nur auf einzelne Komponenten der betrachteten Güter (vgl. zum Beispiel [Homann 1998]); es muss daher genau definiert und unterschieden werden, was Gegenstand der Lebenszyklus-Betrachtung sein soll.

Die Betrachtung des Lebenszyklus' von Straßen fand in Deutschland erst in den letzten Jahren verstärkt Berücksichtigung. Nach der veröffentlichten Literatur zu urteilen, wuchs im englischsprachigen Ausland das Bewusstsein hierfür früher. Die Kenntnis über die Zusammenhänge und Vorgänge während der verschiedenen Phasen des Lebenszyklus einer Straßenbefestigung ist jedoch sehr unterschiedlich [Bartolomaeus 2003]: Über die Planung und die Zusammensetzung der Straßenbefestigung ist sehr viel bekannt, da diese unter vielfältiger und bewusster Einwirkung des Menschen geschieht. Aufgrund von Inhomogenitäten und Unregelmäßigkeiten in dem Prozess der Herstellung (vgl. Abschnitte 3.4, 3.5 und 3.6) ist das Ergebnis der Herstellung aber bereits nicht mehr durchweg im Detail bekannt. Während der Nutzungsphase können die äußeren Einwirkungen (zum Beispiel Verkehr, Klima) relativ einfach erfasst werden, die daraus resultierende Beanspruchung der Straßenbefestigung und infolgedessen die Veränderung ihrer Eigenschaften lassen sich auf Basis von Erkenntnissen aus zahlreichen Untersuchungen, Theorien und Prüfverfahren abschätzen. Über das „Lebensende“ einer Straßenbefestigung und wann dieses tatsächlich erreicht wird, ist aber relativ wenig bekannt, da in der Regel zuvor Erhaltungsmaßnahmen ergriffen werden und somit das ursprüngliche Ende faktisch nie erreicht wird.

In den Ansätzen, die zur Lebenszyklus-Betrachtung im Straßenbau existieren, werden teilweise die gesamte Befestigung betrachtet, teilweise die einzelnen Schichten. Dies hängt – wie bereits oben angedeutet – von der Fragestellung, aber auch von dem erforderlichen Detaillierungsgrad ab. Bei der Planung der Erhaltungsmaßnahmen beispielsweise ist es sinnvoll, die einzelnen Schichten zu betrachten [Schmuck 1994], bei der Dimensionierung einer Straße im Zuge eines Neubaus hingegen die gesamte Befestigung.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Lebenszyklus der Asphaltdeckschicht betrachtet. Er fängt mit der Herstellung der Asphaltdeckschicht an und endet mit ihrer Beseitigung oder „Umnutzung“. Die Planung der Asphaltdeckschicht wird nicht betrachtet; die Entscheidung über die Bauweise, die Zusammensetzung, den Ausführungszeitpunkt etc. wird über Randbedingungen und Eingangsgrößen für die Lebenszyklus-Betrachtung berücksichtigt.

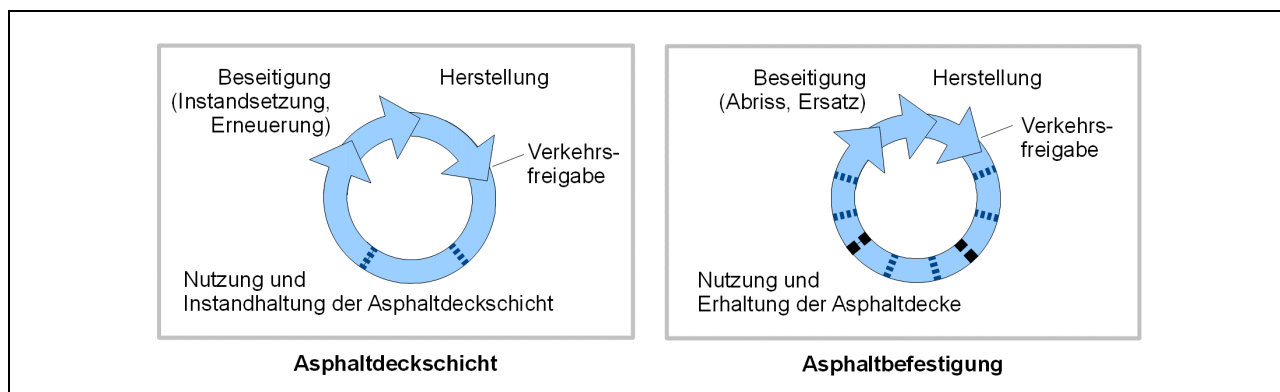


Bild 2.1: Phasen des Lebenszyklus einer Asphaltdeckschicht und einer Asphaltbefestigung

Die Nutzungsphase beginnt mit der (ersten) Verkehrsfreigabe. Sie umfasst bei der Asphaltdeckschicht nur den bestimmungsgemäßen Gebrauch, das heißt die Nutzung an sich, sowie kleinere Maßnahmen der Erhaltung, das heißt Maßnahmen der Instandhaltung (zu der Begriffssystematik der Erhaltung vgl. Abschnitt 2.2.2). Würde die gesamte Asphaltbefestigung betrachtet, zählten zu der Nutzungsphase darüber hinaus auch die größeren Maßnahmen der Erhaltung, das heißt die Maßnahmen der Instandsetzung und die Erneuerung der Asphaltdecke (siehe Bild 2.1). Bezogen auf die Asphaltdeckschicht bedeuten die Instandsetzung und die Erneuerung jedoch ihre Beseitigung, falls die Asphaltdeckschicht zuvor abgefräst wird, oder ihre Umnutzung, falls sie überbaut wird. Somit stellen die Instandsetzung und die Erneuerung das Ende der vorgesehenen Nutzung der Asphaltdeckschicht dar und werden hier nicht zu ihrer Nutzungsphase gezählt. Die Dauer des Lebenszyklus einer Asphaltbefestigung beträgt daher üblicherweise ein Vielfaches der Dauer des Lebenszyklus der Asphaltdeckschicht.

Mit der Wahl der Art der Fahrbahnbefestigung bzw. der Asphaltdeckschicht werden die Möglichkeiten der Erhaltung während der Nutzungsphase, die Möglichkeiten der Beseitigung und die durchschnittliche Dauer der Nutzungsphase bereits determiniert. Mit der Qualität der Herstellung variiert die Dauer der Nutzungsphase und die Anzahl der erforderlichen Maßnahmen der Erhaltung. Eine schlechte, fehlerhafte Ausführung führt zu einer kürzeren Dauer der Nutzungsphase oder erfordert mehr Maßnahmen der Erhaltung, einer überdurchschnittlich guten Ausführung können eine längere Dauer der Nutzungsphase oder weniger Maßnahmen der Erhaltung folgen.

2.1.2 Lebensdauer

Die Dauer der Nutzungsphase eines Produktes wird meist als seine Lebensdauer bezeichnet. Sie beginnt nach der Herstellung, das tatsächliche Ende der Nutzungsphase kann jedoch aus unterschiedlichen, meist aus wirtschaftlichen oder technischen Gründen resultieren. Demzufolge lassen sich die wirtschaftliche Lebensdauer einerseits und die technische Lebensdauer andererseits unterscheiden.

Die **technische Lebensdauer** eines Produktes wird häufig nur mit Lebensdauer bezeichnet. Sie ist definiert als die Dauer, in der das Produkt der bestimmungsgemäßen Nutzung genügt [Hampe 1979]. Die Nutzung führt zu einer Zustandsveränderung (Abnutzung), die mit den üblichen Instandhaltungsmaßnahmen teilweise korrigiert werden kann. Falls die Abnutzung aber ein Maß aufweist, das die Nutzung deutlich beeinträchtigt, oder das Maß einer substantiellen Zerstörung des Produktes gleicht, endet die technische Lebensdauer [Pingel 1982]. Die technische Lebensdauer wird besonders von folgenden Faktoren beeinflusst [Herzog 2005]:

- Qualität der Grundbaustoffe und der Ausführung (zum Beispiel Materialwahl, Materialeigenschaften, Materialkombination, Konstruktionsweise, Einhaltung der Toleranzen bei der Ausführung),
- Qualität der Instandhaltung,
- konstruktive Abhängigkeiten,
- äußere Einflüsse (zum Beispiel Nutzerverhalten, Umwelteinflüsse, Beanspruchung).

Die Bedeutung der äußeren Einflüsse ist für die Straßenbefestigung höher als beispielsweise im Wohnungsbau. Die Beanspruchung und die Umwelteinflüsse sind weniger präzise vorhersehbar, bestimmen aber in hohem Maß die Abnutzung. So kann eine unterschiedlich hohe Verkehrsstärke die technische Lebensdauer deutlich verringern oder verlängern.

Die technische Lebensdauer einer Straßenbefestigung ist entsprechend und zu der oben gegebenen allgemeinen Definition passend definiert mit der „Zeitspanne zwischen Fertigstellung ... und dem Zeitpunkt, an dem diese soweit abgenutzt oder substanziell zerstört ist, dass eine bestimmungsgemäße Nutzung nicht mehr möglich ist“ [RPE-Stra 01] (technische Nutzungsdauer). Im Vergleich beispielsweise zum Wohnungsbau haben beim Straßenbau aber die äußeren Einflüsse während der Nutzungsphase, und hier insbesondere die Beanspruchung und Umwelteinflüsse, einen größeren Einfluss auf die technische Lebensdauer. Zudem sind sie weniger präzise vorhersehbar, sodass sich die technische Lebensdauer allein aufgrund einer unterschiedlich hohen Verkehrsstärke deutlich verringern oder verlängern kann.

Häufig wird die technische Lebensdauer für die Straßenbefestigung mit der möglichen mechanischen Beanspruchung gleichgesetzt, gemessen an der im Labor ermittelten ertragbaren Anzahl an Belastungszyklen oder äquivalenten Achszahlübergängen. Neben dieser strukturellen Eigenschaft der Befestigung sind für die Nutzung der Straße jedoch auch definierte Oberflächeneigenschaften der Asphaltdeckschicht wichtig (vgl. Abschnitt 2.2.1). Unzureichende Oberflächeneigenschaften sind überwiegend der Grund für die Maßnahmen der Erhaltung der Asphaltdeckschicht. Daher erscheint es sinnvoll, die technische Lebensdauer der Asphaltdeckschicht mit zum Beispiel den Zustandsgrößen zu beurteilen, die die wesentlichen Anforderungen, die an Asphaltdeckschicht bestehen, widerspiegeln und im Rahmen der ZEB verwendet werden (siehe Abschnitt 2.2.2). Da mit der Instandsetzung oder Erneuerung der Asphaltdeckschicht ihre Lebensdauer endet, umfasst die technische Lebensdauer der gesamten Befestigung mehrere technische Lebensdauern bzw. mehrere Lebenszyklen der Asphaltdeckschicht oder der Asphaltdecke (vgl. hierzu Abschnitt 2.1.1 und 2.2.2).

Im Labor können für eine Asphaltschicht, die mit einem bestimmten Asphaltmischgut hergestellt wurde, die mögliche Beanspruchung und weitere für die Lebensdauer wichtige Eigenschaften (zum Beispiel Alterungsverhalten, Verformungswiderstand, Hohlraumgehalt) untersucht und abgeschätzt werden. Allerdings ist dies primär eine qualitative Bewertung durch den Vergleich der Ergebnisse, die an verschiedenen Asphaltmischungen erzielt werden. Die Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf die in der Praxis realisierbaren Eigenschaften der Straße ist nicht (eindeutig) bekannt. Zum einen unterscheidet sich die im Labor aufgebrachte Art der Belastung und damit die erzeugte Beanspruchung von der Beanspruchung während der Nutzungsphase, zum anderen spiegeln die im Labor hergestellten Probekörper hinsichtlich ihrer Herstellung und Verdichtung nicht unbedingt die Probekörper wider, die in der Praxis gemäß den Produktionsabläufen mit Inhomogenitäten behaftet sind. Maßnahmen der Instandhaltung, die neben ihrem eigentlichen Zweck auch zur Verlängerung der Nutzungsdauer einer Straße beitragen können, finden bei den Laboruntersuchungen ebenfalls keine Berücksichtigung.

Die **wirtschaftliche Lebensdauer** eines Produktes wird auch als (wirtschaftliche) Nutzungsdauer bezeichnet. Sie wird von legislativen, wirtschaftlichen und gesellschaftlichen Einflüssen bestimmt und ist unabhängig von der technischen Lebensdauer, kann diese aber nicht überschreiten. Die wirtschaftliche Lebensdauer eines Produktes endet beispielsweise unter wirtschaftlichen Aspekten mit zu geringer Rentabilität (zum Beispiel bei Mietobjekten), unter legislativen Aspekten mit dem Verbot der Nutzung des Produktes (zum Beispiel Atomkraftwerk) oder verändertem technischen Standard (zum Beispiel bei Heizungen) und unter gesellschaftlichen Aspekten mit höheren, nutzerspezifischen Ansprüchen an die Qualität und das optische Erscheinungsbild (zum Beispiel bei Wohnungen). Je einfacher das Produkt den veränderten Ansprüchen und Anforderungen angepasst werden kann, desto höher ist dessen wirtschaftliche Lebensdauer. [Herzog 2005]

Mit dieser allgemeinen Definition inhaltlich korrespondierend wird für den Bereich des Straßenbaus die wirtschaftliche Lebensdauer durch den Zeitpunkt begrenzt, zu dem aus wirtschaftlichen Gründen eine Erneuerungsmaßnahme durchzuführen ist [RPE-Stra 01]. „Erneuerung“ bedeutet hier

die „vollständige Wiederherstellung einer vorhandenen Straßenbefestigung oder Teilen davon, sofern mehr als nur die Deckschicht betroffen ist, durch Verstärkung oder nach Beseitigung entsprechender Teile ...“ [Pingel 1982] (weitere Ausführungen zur Erneuerung, besonders im Sinne der Begriffssystematik der Erhaltung von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise, siehe Abschnitt 2.2.2). Die Durchführung von Instandhaltungs- oder Instandsetzungsmaßnahmen wäre vor dem Hintergrund ihres Nutzens für die Sicherung der Substanz oder die Erhöhung des Gebrauchswerts der Straße, ihrer anzunehmenden Dauerhaftigkeit und ihrer Kosten nicht wirtschaftlich.

Zu der wirtschaftlichen Lebensdauer und der technischen Lebensdauer tritt in der Begriffssystematik der Richtlinie für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen [RPE-Stra 01] an dritter Stelle die **tatsächliche Lebensdauer** hinzu. Mit ihr ist der Zeitraum zwischen der Herstellung und dem tatsächlichen Ende der bestimmungsgemäßen Nutzung bestimmt. Sie kann über die technische Lebensdauer hinausgehen, was jedoch Einbußen in der Sicherheit und Qualität der Straßennutzung beinhaltet; bei vielen kommunalen Fahrbahnbefestigungen kann dies beobachtet werden. Aus technischen und wirtschaftlichen Gründen wäre eine Erneuerung der Fahrbahnbefestigung erforderlich, aufgrund bestimmter Randbedingungen (häufig unzureichende finanzielle Mittel) wird die Instandhaltung und Instandsetzung jedoch fortgeführt. Wird wie oben beschrieben die technische Lebensdauer der Asphaltdeckschicht mit den Zustandsgrößen beurteilt, sollte im Sinne der Verkehrssicherheit die tatsächliche Lebensdauer die technische Lebensdauer nicht deutlich überschreiten.

Wird in der vorliegenden Arbeit von „Lebensdauer“ gesprochen, beziehen sich die Aussagen auf die technische Lebensdauer.

Das Maß der Eigenschaften, die von einer Straßenbefestigung (oder allgemein eines Produktes) erwartet werden und während der Lebensdauer verfügbar sind, lässt sich mit mathematischen Funktionen darstellen. Der Kurvenverlauf kann für die einzelnen Eigenschaften verschieden sein (vgl. Bild 2.2).

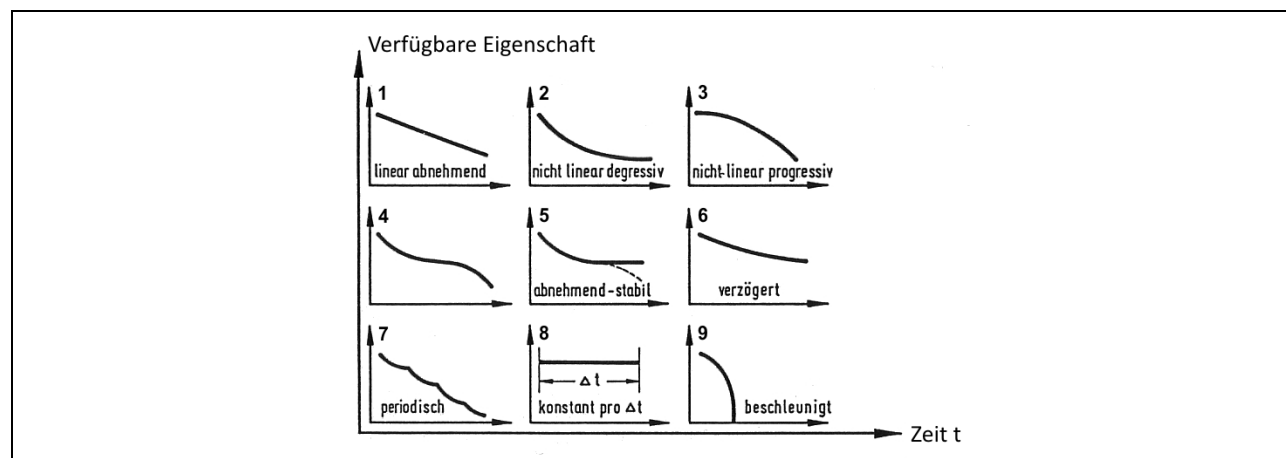


Bild 2.2: Theoretische Kurvenverläufe der während der Lebensdauer verfügbaren Eigenschaften (nach [Schmuck 1987])

Der Zusammenhang zwischen der Nutzung der Straßenbefestigung und der Reduzierung ihrer verfügbaren Eigenschaften über ihre gesamte Lebensdauer kann unter anderem mit linearen Funktionen, logarithmischen Funktionen oder polynomischen Funktionen beschrieben werden. Anstelle der Zeit könnte auch die Nutzung (zum Beispiel mit der Anzahl an Überrollungen, Belastungszyklen etc.) als unabhängige Variable verwendet werden.

Für die Asphaltdeckschicht könnten beispielsweise folgende Annahmen getroffen werden: der Abrieb ist linear (Kurvenverlauf 1 in Bild 2.2), die Ebenheit in Querrichtung nach (4) oder (5) abnehmend, der Widerstand gegen Rissbildung nach (3) progressiv abnehmend und die Helligkeit der Fahrbahnoberfläche nahezu konstant nach (8).

2.2 Anforderungen an Asphaltstraßen und ihre Erhaltung

2.2.1 Allgemeines

Allgemeine Anforderungen an die Fahrbahnbefestigung

Während der Lebensdauer muss die Fahrbahnbefestigung insgesamt die im Folgenden dargestellten Anforderungen an die Eigenschaften und Leistungsfähigkeit (auch als „Pavement Performance“ bezeichnet) erfüllen:

1. „Maximale oder sinnvolle Wirtschaftlichkeit (...).
2. Maximale bzw. angemessene Sicherheit.
3. Maximaler bzw. sinnvoller Gebrauchswert während der gesamten Bemessungsperiode.
4. Maximale bzw. angemessene Tragfähigkeit für die vorhandenen Achslasten und Anzahl der Lastwechsel.
5. Minimale bzw. begrenzte physikalische Verschlechterung in Abhängigkeit von Umwelt- und Verkehrseinflüssen.
6. Minimale bzw. begrenzte Lärmbelästigung und Luftverschmutzung während der Bauzeit.
7. Minimale bzw. begrenzte Störung der umgebenden Landnutzung.
8. Maximum an Ästhetik.“ [Fuchs, Litzka 1998]

Diese geforderten Eigenschaften sind sehr vielfältig und sprechen unterschiedliche Bereiche des Straßenwesens und auch unterschiedliche Schichten der Straßenbefestigung an. Während die Punkte 1 bis 5 direkt im Zuge der Auswahl und der Realisierung des Straßenaufbaus und zum Teil indirekt mit dem Straßenentwurf zu beeinflussen sind, gelten die Punkte 6 bis 8 dem Baubetrieb und dem Straßenentwurf. (Allerdings sollte Punkt 6 mit dem Ziel, die Lärmbelästigung und Luftverschmutzung der Umgebung zu minimieren bzw. zu begrenzen, nicht nur für die Bauzeit, sondern auch für die Nutzung gelten.) Eine gleichzeitige Optimierung der Ausprägung jeder einzelner Eigenschaften aus der Aufzählung ist nicht möglich. Ziel sollte es aber immer sein, die Eigenschaften in einem sinnvollen und angemessenen Maß gemeinsam zu optimieren, wie es die Aufzählung ebenfalls aufführt; die Gewichtung der einzelnen Punkte kann dabei fallweise variieren.

Die Punkte 1 bis 3 beschreiben die wichtigsten Anforderungen, um unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit und der Sicherheit der Straße dem Nutzer langfristig eine hohe Qualität der Straßennutzung (zum Beispiel gemessen an dem Fahrkomfort, der möglichen Geschwindigkeit oder den Fahrzeugbetriebskosten) zu bieten. Eine hohe Tragfähigkeit (4) und ein geringer Verschleiß (5) sind damit eng verbunden, insbesondere im Hinblick auf die langfristige Straßennutzung und die Wirtschaftlichkeit. [Fuchs, Litzka 1998] In dieser Arbeit wird ein Ansatz zur Abschätzung der herstellungsbedingten Lebensdauer der Asphaltdeckschicht entwickelt, um den Erfüllungsgrad der Punkte 1 bis 3 und 5 (gegebenenfalls unter Fortführung des Ansatzes, siehe Kapitel 5) bewerten zu können. Die Tragfähigkeit der Asphaltbefestigung (Punkt 4) wird wesentlich durch die Ausbildung der Asphalttragschicht, des Unterbaus und des Untergrundes bedingt, welche nicht Objekt der Modellformulierung sind; die Tragfähigkeit wird als gegeben angenommen, müsste aber bei Fortführung des Ansatzes im Detail betrachtet und integriert werden. Die Punkte 6 bis 8 werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit nicht betrachtet.

Um die geforderten Eigenschaften in der Praxis erreichen zu können, ist die Fahrbahnbefestigung in mehreren Schichten aufgebaut. Ihnen lassen sich die in der Aufzählung genannten Anforderungen einer angemessenen Sicherheit, eines sinnvollen Gebrauchswerts und einer angemessenen Tragfähigkeit als elementare Eigenschaften zuordnen.

Schichtenaufbau und Bemessung

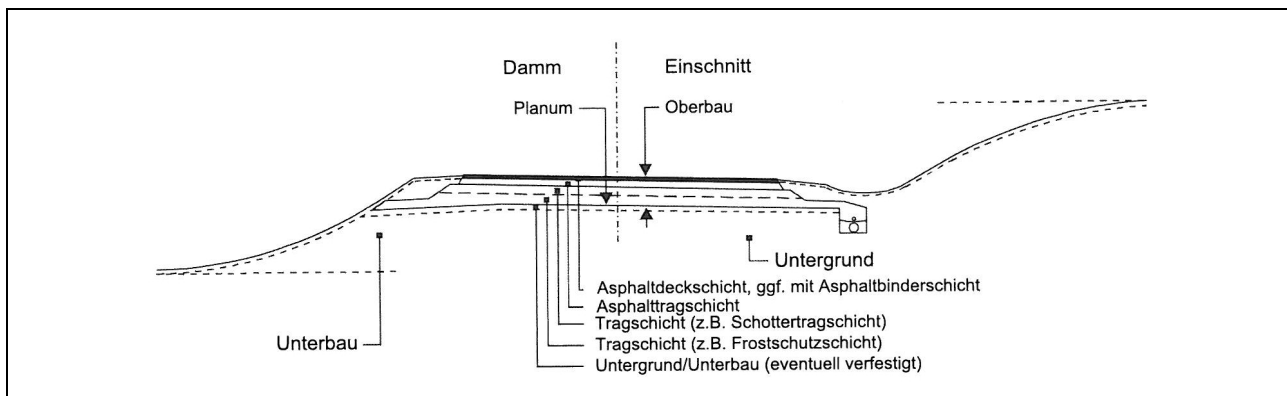


Bild 2.3: Aufbau einer Straßenbefestigung in Asphaltbauweise außerhalb geschlossener Ortslage mit wasserdurchlässigem Randbereich [ZTV Asphalt-StB 07]

Für Straßen mit einer mittleren bis hohen Beanspruchung, das heißt Straßen, die der Bauklasse SV und I bis III zugeordnet werden können, gliedert sich die Asphaltbefestigung (von oben nach unten) in die Asphaltdeckschicht, die Asphaltbinderschicht und die Asphalttragschicht (siehe Bild 2.3).

Die Bemessung der Schichten erfolgt üblicherweise standardisiert gemäß den „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“ [RStO 01]. Sie wurden erstmals 1966 zur Anwendung empfohlen, seitdem werden sie kontinuierlich weiterentwickelt und an die Erfahrung angepasst. Danach werden der Aufbau und die Dicke der Schichten für den Neubau und die Erneuerung unter Berücksichtigung der zu erwartenden Belastung aus Verkehr und Klima bestimmt. Damit wird gleichzeitig unterstellt, dass die Materialeigenschaften, die erzielte Einbauqualität und die Beanspruchung der Straßenbefestigung infolge von Verkehr und Klima die bemessene Lebensdauer nicht beeinträchtigen; dies setzt wiederum eine gleichmäßige und mangelfreie Herstellung der Straßenbefestigung und die Realisierung der prognostizierten Verkehrsbelastung voraus [Schmuck 1987]. Die Lebensdauer ist ausgerichtet an den beiden Schadensbildern Verformung des Untergrundes und Ermüdungsrissbildung durch Zugdehnung an der Unterseite des Asphaltpaketes (auch als strukturelle Risse oder bottom-up cracking bezeichnet) [EAPA 2007].

Diese Annahme stellt gleichzeitig den Nachteil der standardisierten Vorgehensweise dar. In der Praxis werden nämlich nicht diese beiden Schadensbilder am häufigsten vorgefunden, sondern die Verformung der Asphalttschichten und die von der Asphaltoberfläche her beginnenden Risse, auch als Oberflächenrisse oder top-down cracking bezeichnet ([Schmuck 1994], [Lurdes Antunes u.a. 1999]). Während Ermüdungsrisse das Versagen und die nicht ausreichende Tragfähigkeit der Asphalttragschicht signalisieren, treten Oberflächenrisse meist bei ausreichend dicken und noch tragfähigen Asphaltbefestigungen aufgrund von Alterung und zu hohen Spannungen in der Asphaltdeckschicht auf [Fuchs, Litzka 1998].

Die Schichten werden entsprechend ihrer Funktion konzipiert und zusammengesetzt. Für die Lebensdauer der gesamten Straßenbefestigung ist daher die Funktionsfähigkeit jeder einzelnen Schicht und die Erfüllung der ihr zugewiesenen Eigenschaften von Bedeutung. Um die Weitergabe der Kräfte zwischen den verschiedenen Schichten zu sichern, müssen die Schichten miteinander verbunden und die Steifigkeiten der einzelnen Schichten aufeinander abgestimmt sein. Ist die obere Schicht gegenüber der unteren Schicht zu weich bzw. zu hart, können Verformungen bzw. Risse auftreten. In der Planungsphase können die Eigenschaften der Schichten durch die anforderungsgemäße Wahl und Zusammensetzung der Materialien beeinflusst werden, in der Herstellungsphase durch die entsprechende Sorgfalt und Qualität im Herstellungsprozess.

Anforderungen an die Asphaltdeckschicht	Anforderungen an die Materialien/ an das Asphaltmischgut	Anforderungen an den Einbau
Witterungsbeständigkeit	<ul style="list-style-type: none"> frostbeständige Gesteine Bitumengehalt 	<ul style="list-style-type: none"> ausreichende Verdichtung niedriger Hohlraumgehalt
Wasserundurchlässigkeit	<ul style="list-style-type: none"> höherer Anteil an feinem Gestein Bitumengehalt gute Haftung Bitumen/Gestein 	<ul style="list-style-type: none"> hohe Verdichtung niedriger Hohlraumgehalt
Griffigkeit (Verschleißfestigkeit)	<ul style="list-style-type: none"> Polierresistenz der Gesteine Mikrorauheit der Gesteine Bitumengehalt 	<ul style="list-style-type: none"> Abstreuen der Asphaltdeckschicht
Wasserableitevermögen (Drainage)	<ul style="list-style-type: none"> höhere Anteil an grobem Gestein 	<ul style="list-style-type: none"> Ebenheit quer, längs Makrorauheit der Oberfläche
Querebenheit/ Verformungsbeständigkeit	<ul style="list-style-type: none"> Anteil gebrochenes Korn Kantenfestigkeit Gestein Bitumen (Härte, PmB) ggf. versteifende Zusätze 	<ul style="list-style-type: none"> ausreichende Verdichtung ausreichender Hohlraumgehalt
Längsebenheit	<ul style="list-style-type: none"> homogene Eigenschaften und Zusammensetzung 	<ul style="list-style-type: none"> gleichmäßiger, kontinuierlicher Einbau gute Verdichtung (keine Nachverdichtung)
Lastabtrag (Tragfähigkeit)	<ul style="list-style-type: none"> Widerstand der Gesteine gegen Schlagzertrümmerung Kornform der groben Gesteine 	<ul style="list-style-type: none"> gute Verdichtung der Asphaltmischung (Verzahnung der Gesteinskörnung)
Helligkeit	<ul style="list-style-type: none"> helle/aufhellende Gesteine 	<ul style="list-style-type: none"> Makrorauheit (Drainage)
Lärminderung	<ul style="list-style-type: none"> Korngrößenverteilung Sonderbauweisen (zum Beispiel OPA und SMA LA) 	<ul style="list-style-type: none"> Ebenheit Hohlraumgehalt der verdichteten Asphaltmischung Textur (Plateau mit Schluchten)

Tabelle 2.1: Anforderungen an die Asphaltdeckschicht, deren Materialien und deren Ausführung

Da der Fokus der Arbeit auf der Asphaltdeckschicht liegt, beschränkt sich die folgende Ausführung auf diese; das grundsätzliche Verständnis des Schichtenaufbaus und der Aufgaben der einzelnen Schichten wird vorausgesetzt. In Tabelle 2.1 sind die essenziellen Anforderungen an die Materialien und an die Ausführung aufgeführt, die aus den verschiedenen Anforderungen an die Asphaltdeckschicht folgen. Aufgrund vielzähliger Einflüsse ist die Aufzählung jedoch nicht als vollständig aufzufassen.

Die Funktion der Asphaltdeckschicht liegt zum einen in ihrer Bedeutung als „Partner zum Reifen“ [Huschek 1988] und zum anderen in dem Schutz der darunter liegenden Schichten. Die Funktion „Partner zum Reifen“ ist (für den Straßennutzer) für eine sichere und komfortable Nutzung der Straße relevant und wird mit den Oberflächeneigenschaften Helligkeit, Griffigkeit, Ebenheit, Wasserableitevermögen, Lärmreduzierung gegeben. Die Schutz-Funktion bedeutet, dass die Asphaltdeckschicht die Fahrbahnbefestigung abdichtet (Wasserundurchlässigkeit) und die strukturellen Eigenschaften aufweist, um die auf ihr auftretenden Lasten aufzunehmen und weiterzugeben (Lastabtrag, Verformungsbeständigkeit) ohne stark an Substanz zu verlieren (Verschleißfestigkeit, ausreichender Ermüdungswiderstand). Diese Funktionen müssen mit der Herstellung der Asphaltdeckschicht erreicht und über die Nutzungsphase aufrecht erhalten werden.

Bei einer Baumaßnahme können die spezifischen Anforderungen an die Asphaltdeckschicht miteinander konkurrieren (zum Beispiel lärmreduzierende Oberfläche versus sehr langlebige

Oberfläche). Demzufolge ist die Wahl eines Asphaltmischgutes weitgehend ein Kompromiss zwischen den verschiedenen Anforderungen an die Asphaltdeckschicht und eine Entscheidung für das im jeweiligen Fall „am meisten geeignete“ Asphaltmischgut [EAPA 2007]. Dabei sollte außerdem die Sensibilität des Asphaltmischgutes, das heißt wie stark ungünstige Randbedingungen und Fehler beim Einbau sich auf die anvisierten Eigenschaften der Asphaltdeckschicht auswirken, berücksichtigt werden.

Diesen einzelnen Anforderungen stehen die gemäß ZTV Asphalt-StB (derzeit [ZTV Asphalt-StB 07]) verschiedenen geforderten und zu prüfenden Eigenschaften gegenüber, nämlich die Zusammensetzung des Asphaltgemisches, der Hohlraumgehalt, der Verdichtungsgrad, die Schichtdicke, die Ebenheit, der Schichtenverbund und die Griffbarkeit. Sie sind auf Erfahrungen aus der Praxis und unter der Annahme entstanden, dass bei Einhaltung dieser von Material und Ausführung geforderten Eigenschaften mit einer hohen Wahrscheinlichkeit auch die oben genannten Anforderungen an die Asphaltdeckschichten erfüllt sind bzw. werden können. Die einzelnen Zusammenhänge und die Einflüsse der geprüften Faktoren auf bestimmte Eigenschaften der Befestigung werden in Kapitel 3 erläutert.

2.2.2 Nutzung und Erhaltung

Nutzung und Betrieb der Straßen

Der Nutzungszeitraum einer Fahrbahnbefestigung bei Neubau wird entsprechend den RStO 01 üblicherweise mit 30 Jahren angenommen. Im europäischen Ausland wird der Straßenaufbau überwiegend für 20 Jahre bemessen, in Großbritannien werden unter Vorbehalt der Wirtschaftlichkeit 40 Jahre angestrebt [EAPA 2007]. Die tatsächliche Lebensdauer kann den Bemessungszeitraum aber übersteigen, falls die Straßenbefestigung in der Nutzungsphase geeignet erhalten wird [Boyer, Hensley 1999].

In dem Nutzungszeitraum wird die Straßenbefestigung allgemein von Wetter, Wasser, Temperatur und nicht zuletzt Verkehr belastet. Die ersten drei Faktoren werden häufig unter den Begriffen „klimatische Einflüsse“ oder „Umweltfaktoren“ zusammengefasst. Zusammen mit den dynamischen Radlasten des Verkehrs führen sie zur sukzessiven Abnutzung der in den vorhergehenden Phasen determinierten und hergestellten Eigenschaften der Asphaltdeckschicht (siehe Abschnitt 2.2.1). Ihre jeweiligen charakteristischen Kurvenverläufe können im Einzelnen variieren (vgl. Abschnitt 2.1.2, Bild 2.2) und im Zusammenwirken mit der entsprechend dem vorgesehenen Verwendungszweck der Straßenbefestigung ausgewählten Bauart und der Bemessung das Maß der Abnutzung der Asphaltdeckschicht beeinflussen.

Auf den Straßen des überörtlichen Verkehrs, insbesondere auf den Bundesfernstraßen, verliert der Einfluss von Wetter und Temperatur auf die Beanspruchung und Alterung der Straßenbefestigung heute angesichts der dort existierenden hohen Verkehrsbelastung an Bedeutung. Die Korrelation zwischen der Verkehrsbelastung bzw. der daraus resultierenden mechanischen Beanspruchung der Straßenbefestigung und der Alterung der Fahrbahnbefestigung (insbesondere in Form von Ermüdungsrissen und Verformungen) ist in der Praxis sehr deutlich, sodass die Wirkung der klimatischen Einflüsse häufig nur noch theoretisch betrachtet wird. Dementsprechend werden zur Bemessung der Straßenbefestigung und zur Prognose der Entwicklung ihres Zustandes je nach Detaillierungsgrad der verschiedenen Berechnungsmodelle nur die Belastungen des Verkehrs oder zusätzlich die Einflüsse klimatischer Gegebenheiten berücksichtigt. ([Rommerskirchen u.a. 2002], [Grätz 2009], [EAPA 2007]) (Zu einigen Aspekten der Wirkung und der Einflüsse durch das Wetter während der Nutzungsphase siehe Abschnitt 3.7.1.)

Gemäß § 3 des Bundesfernstraßengesetzes [FStrG] haben die Straßenbaulastträger während der Nutzungsphase „... die Bundesfernstraßen in einem dem regelmäßigen Verkehrsbedürfnis genügenden Zustand zu bauen, zu unterhalten, zu erweitern oder sonst zu verbessern...“ und gemäß § 4 FStrG „... dafür einzustehen, dass ihre Bauten allen Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen“. Zusammengefasst werden diese Aufgaben unter dem Begriff der

Verkehrssicherungspflicht des Straßenbaulastträgers. Der BGH definierte die Straßenverkehrssicherungspflicht als „Verpflichtung, den Verkehr auf der Straße, soweit dies mit zumutbaren Mitteln geschehen kann, möglichst gefahrlos zu gestalten und dabei insbesondere den Verkehrsteilnehmer vor unvermuteten, aus der Beschaffenheit der Straße sich nicht ergebenden und bei zweckgerechter Benutzung des Verkehrswegs nicht ohne weiteres erkennbaren Gefahrenstellen ... zu sichern oder zumindest zu warnen.“ [BGH 1963] Das in § 3 FStrG genannte „regelmäßige Verkehrsbedürfnis“ begrenzt die Verkehrssicherungspflicht des Straßenbaulastträgers, sodass hieran die Verkehrssicherungspflicht zu messen ist. Die Definition des BGH erläutert das regelmäßige Verkehrsbedürfnis vor dem Gebrauch der Verkehrsflächen im Rahmen zweckentsprechender Nutzung. Dabei sind die Vorhersehbarkeit der Gefahrenquelle und somit die erforderliche Anpassung des Nutzungsverhaltens des Verkehrsteilnehmers an den Straßenzustand, die Erkennbarkeit der Gefahrenquelle bzw. der Gefahrenlage für den Verkehrssicherungspflichtigen und die (wirtschaftliche) Zumutbarkeit der Gefahrenbeseitigung im Einzelfall zu bewerten und gegeneinander abzuwägen.

Um akute Gefahrenquellen zu erkennen und zu beheben, werden die Strecken im Rahmen der betrieblichen Erhaltung kontrolliert und gewartet. Die Häufigkeit der Streckenkontrolle einer Straße richtet sich nach ihrer Kategorie, Verkehrsbedeutung und durchschnittlichen Verkehrsbelastung und reicht von täglich bis zu wöchentlich. Zur Bestimmung der allgemeinen Gefahrenlage und Planung erforderlicher Maßnahmen der Erhaltung wird auf Bundesfernstraßen und teilweise auch auf Landesstraßen im vier-Jahres-Turnus eine Zustandserfassung und -bewertung durchgeführt.

Zustandserfassung und -bewertung

Die Begriffe zur Beschreibung und Erfassung der Zustände der Straßenbefestigung und die Verwendung dieser Begriffe weichen in den Regelwerken zur Erhaltung der Straßenbefestigung (zum Beispiel [RPE-Stra 01], [ZTV ZEB-StB 06], [ZTV BEA-StB 09]) teilweise voneinander ab. Aufgrund der Ausrichtung der Arbeit und wegen der wenigen Diskrepanzen zwischen RPE-Stra und ZTV ZEB-StB werden im Rahmen dieser Arbeit die Begrifflichkeiten der ZTV ZEB-StB zugrunde gelegt.

Bei der Zustandserfassung werden die Zustandsgrößen, die zur Beschreibung der Ausprägung eines Zustandsmerkmals der Oberfläche dienen (vgl. Tabelle 2.2), visuell und sensitiv oder messtechnisch erfasst. Die Zustandsmerkmale sind wiederum den Merkmalsgruppen zugeordnet. Beispielsweise wird das Zustandsmerkmal Griffigkeit messtechnisch mit der Zustandsgröße Seitenreibungsbeiwert beschrieben und ist der Merkmalsgruppe Rauheit zugeordnet. Bei den Rissen wird das Rissbild, geteilt nach Einzelriss und Netzzriss, optisch und mit dem Anteil der von ihnen betroffenen Fläche der Fahrbahn erfasst (ob es sich um Oberflächen- oder Ermüdungsrisse handelt, wird dabei nicht festgestellt). Diese Zustandsmerkmale gehören zu der Merkmalsgruppe Substanzmerkmale (Oberfläche). Über die in der Tabelle aufgeführten Zustandsgrößen hinaus wurde bis Anfang der 90er Jahre auch die durch Ausmagerung und Splittverlust betroffene Fläche berücksichtigt [RPE-Stra 01].

Zustandsgröße	Zustandsmerkmal	Merkmalsgruppe
Allgemeine Unebenheit (Längsebenheitswirkindex)	Allgemeine Unebenheit	Ebenheit im Längsprofil
Spurrinnentiefe fiktive Wassertiefe	Spurrinnen	Ebenheit im Querprofil
Seitenreibungsbeiwert	Griffigkeit	Rauheit
von Einzelrissen, Netzzissen und Risshäufungen betroffener Flächenanteil	Netzzrisse, Risshäufungen und Einzelrisse	Substanzmerkmale (Oberfläche)
von Flickstellen betroffener Flächenanteil	Flickstellen	

Tabelle 2.2: Bewertungsrelevante Zustandsgrößen bei Asphaltbefestigungen (in Anlehnung an [ZTV ZEB-StB 06])

Die Zustandsmerkmale Allgemeine Unebenheit, Spurrinnen, Risse und Griffigkeit verändern sich in der Nutzungsphase durch die Belastung aus Verkehr und Klima. Während die ersten drei genannten Zustandsmerkmale im Laufe der Nutzung sich entweder verschlechtern oder konstant bleiben, unterliegt die Griffigkeit hingegen Schwankungen und kann über das Jahr steigende Werte aufweisen (siehe Abschnitt 3.7.4).

Für die Bewertung der Ausprägung der Zustandsgrößen werden diese mit Hilfe von Normierungsfunktionen in Zustandswerte überführt (siehe beispielhaft für die Spurrinnentiefe Bild 2.4). Die Normierungsfunktionen können, wie hier bei der Spurrinnentiefe, in Abhängigkeit von der Funktionsklasse der Straße definiert sein. Die Funktionsklasse wird für die Straße unter Berücksichtigung ihrer Verbindungsfunktion oder der Anforderungen an ihren Zustand vor dem Hintergrund des Geschwindigkeitsniveaus, der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke (DTV) oder dem Ausbauzustand gewählt. Eindeutige Kriterien für die Zuordnung von Straßen zur Funktionsklasse 2 oder 3 existieren nicht.

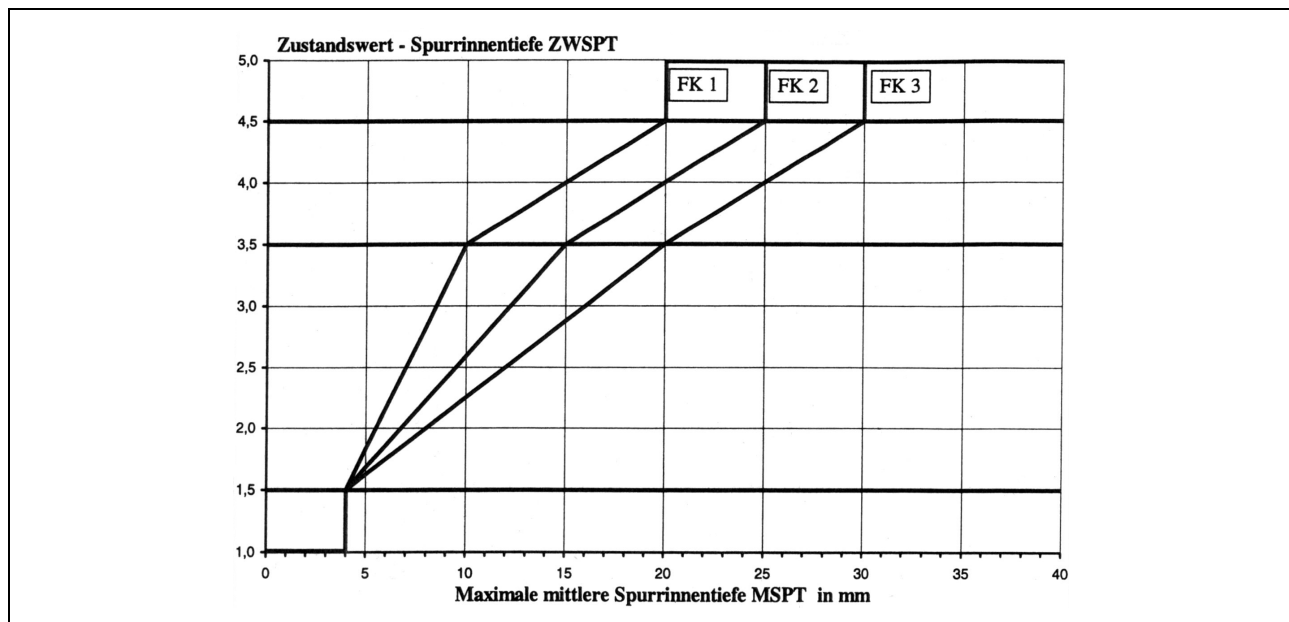


Bild 2.4: Normierungsfunktion für die erfasste maximale mittlere Spurrinnentiefe MSPT in mm in einen Zustandswert Spurrinnentiefe ZWSPT [AP 9/A1 2001]

FK1: Funktionsklasse 1 (Bundesfernstraßen), FK2: Funktionsklasse 2 (Außerortsstraßen in Asphaltbauweise), FK3: Funktionsklasse 3 (Außerortsstraßen in Asphaltbauweise)

Nach dem Schulnotensystem beschreibt ein Zustandswert von 1,0 einen sehr guten Zustand, ein Zustandswert von 5,0 einen sehr schlechten Zustand. Besondere Bedeutung haben folgende Zustandswerte ([RPE-Stra 01], vgl. auch Bild 1.2):

- 1,5: Dieser Wert, **Zielwert** oder früher 1,5-Wert genannt, ist zur Abnahme eines Neubaus, einer Instandsetzungsmaßnahme oder einer Erneuerung einzuhalten.
- 3,5: Wird dieser sogenannte **Warnwert** erreicht, sind die Ursachen für den Zustand bzw. die Zustandsverschlechterung zu untersuchen und geeignete Erhaltungsmaßnahmen zu planen.
- 4,5: Wird dieser sogenannte **Schwellenwert** erreicht, müssen Erhaltungsmaßnahmen zur Beseitigung des schlechten Zustands oder Verkehrsbeschränkungen eingeleitet werden.

Die einzelnen Zustandswerte werden nach einem definierten Schema aus Gewichtung und Verknüpfung (siehe Bild 2.5 und [AP 9/A1 2001]) miteinander verrechnet und hieraus die Teilwerte Gebrauchswert und Substanzwert des betrachteten Straßenabschnittes ermittelt. Dabei muss der Gebrauchswert bzw. der Substanzwert mindestens dem in der Berechnung einbezogenen höchsten (schlechtesten) Zustandswert entsprechen, sofern der schlechteste Zustandswert größer oder gleich dem Warnwert ist. Der höhere (schlechtere) Wert von Gebrauchswert und Substanzwert ergibt den Gesamtwert des betrachteten Straßenabschnittes.

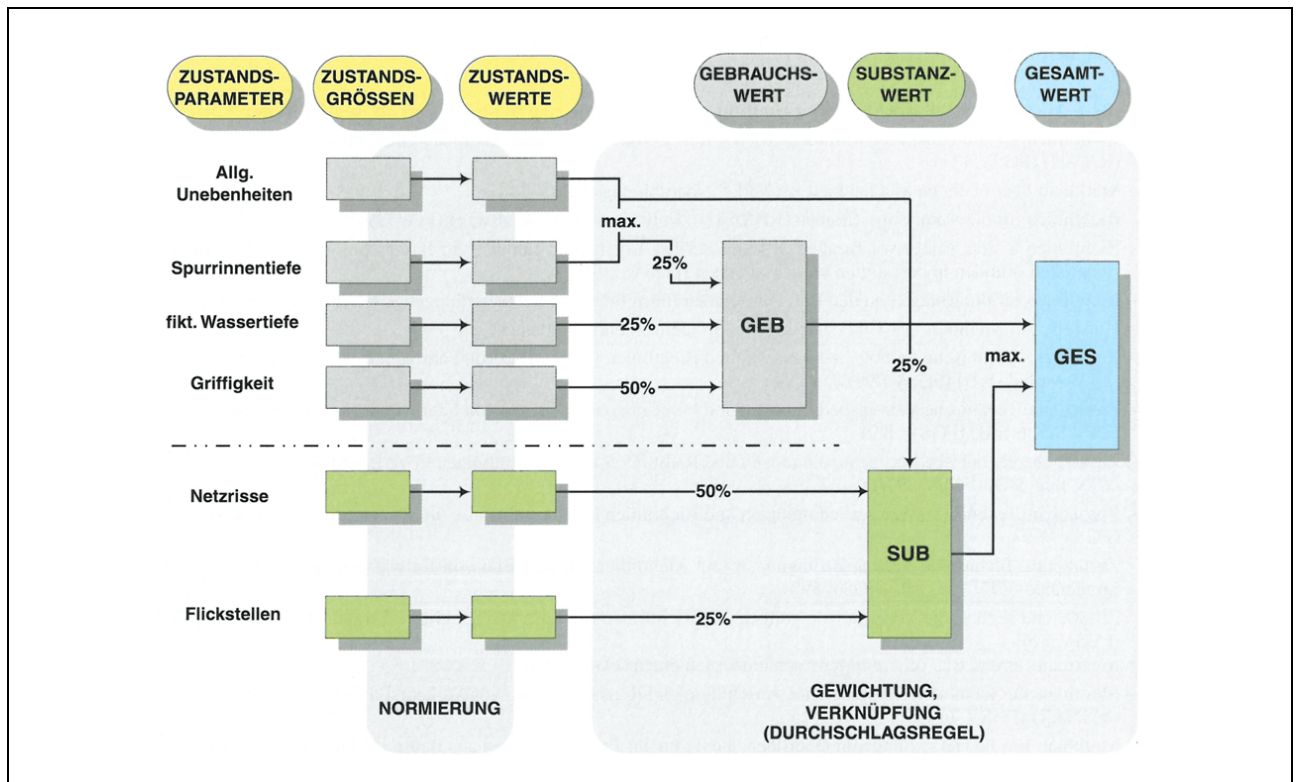


Bild 2.5: Bestimmung des Gesamtwertes für Asphaltbefestigungen aus den Zustandsgrößen im Rahmen der Zustandserfassung und -bewertung [RPE-Stra 01]

Mit dem Gebrauchswert wird die Verkehrssicherheit und der Fahrkomfort für den Straßennutzer unter Berücksichtigung der gebrauchrelevanten Zustandswerte Allgemeine Unebenheit, Spurrinnentiefe, fiktive Wassertiefe und Griffbarkeit bewertet. Er dient somit primär zur Abschätzung der sicheren Befahrbarkeit der Straße.

Die Bezeichnung Substanzwert ist irreführend, da mit diesem tatsächlich nur die Substanz der Straßenoberfläche mit ihren strukturellen Schäden bewertet wird. Der strukturelle Zustand der unteren Schichten bzw. der gesamten Fahrbahnbefestigung, was häufig unter „Substanz“ subsumiert wird, fließt nicht in den Substanzwert mit ein. Um Missverständnissen vorzubeugen, wird daher in der Praxis zum Teil explizit von dem „Substanzwert (Oberfläche)“ gesprochen. Er bestimmt sich aus den an der Oberfläche ermittelten substanzrelevanten Zustandswerten Risse und Flickstellen sowie Allgemeine Unebenheit und Spurrinnentiefe. Mit dem Substanzwert kann somit abgeschätzt werden, ob der strukturelle Zustand der Straßenoberfläche so beschaffen und geeignet ist, die auf sie wirkende Last weiterhin aufzunehmen und weiterzugeben sowie die unteren Schichten zu schützen. In dieser Hinsicht ist die Definition der Substanz als „... der Vorrat an Fähigkeiten ..., gegen Risse und Verformungen Widerstand zu leisten ..., jedoch nicht der Anteil, welcher durch Materialeigenschaften (für die jeweilige Beanspruchung zu geringer Widerstand gegen plastische Verformung) verursacht wird“ [AP 9/S 2003] auch passend für die Asphaltdeckschicht bzw. die Oberfläche.

Die Substanz der gesamten Befestigung, in den RPE-Stra 01 als Befestigungszustand bezeichnet, wird im Einzelfall zur Zustandsbewertung und zur Planung der Erhaltungsmaßnahmen im Detail bestimmt. Da sie und ihre Ermittlung für die vorliegende Arbeit nicht weiter relevant sind, wird auf eine entsprechende Erläuterung verzichtet und auf die Literatur (zum Beispiel [RPE-Stra 01], [AP 9/S 2003], [Grätz 2009], [Jacot 2008], [Ressel u.a. 2008], [Zander 2000]) verwiesen.

Das im Rahmen dieser Arbeit erstellte Modell zur Abschätzung der Qualität und der Lebensdauer der Asphaltdeckschicht wird auf die Zustandsgrößen aus der ZEB ausgerichtet. Dieses Vorgehen erscheint sinnvoll, da zum einen für diese Sichtweise sehr viele Ergebnisse und Erkenntnisse aus der Forschung und der Praxis vorliegen und zum anderen eine sehr breite Datenbasis vorhanden ist, die später eine Eichung des quantitativ formulierten Modells erlaubt.

Verhaltensprognose und Erhaltungsplanung

Ziele des Erhaltungsmanagements sind langfristig die Funktionsfähigkeit der Straße zu ermöglichen [AP 9/S 2003] und mit den verfügbaren Mitteln den wirtschaftlich höchsten Nutzen zu erzielen [Girmscheid, Fastrich 2008]. Um dies zu erreichen, sind die Erhaltungsmaßnahmen nicht fallspezifisch, sondern für ein größeres Straßennetz und unter Berücksichtigung geplanter Um- und Ausbaumaßnahmen zu betrachten und in dem Straßennetz für definierte zeitliche und/oder finanzielle Randbedingungen aufeinander abzustimmen und zu optimieren. Diese Planung und Optimierung wird vielfach unter Anwendung von sogenannten Pavement-Management-Systemen (PMS) vorgenommen und dient außerdem zur Planung des Haushalts.

Die PMS bauen auf den Ergebnissen der ZEB auf und schätzen die Entwicklung der Zustandsgrößen über Verhaltensfunktionen ab, die auf relativen Modellen basieren. Dabei wird angenommen, dass in der jeweiligen Verhaltensfunktion die Einflüsse aus der Zusammensetzung und der Herstellung des Asphaltmischguts, seinem Einbau und der (bisherigen) Beanspruchung durch Verkehr und Klima berücksichtigt sind. Die Verhaltensfunktion einer Zustandsgröße wird mit Hilfe des ermittelten Zustandswerts zu dem entsprechenden Betrachtungszeitpunkt berechnen (siehe Bild 2.6).

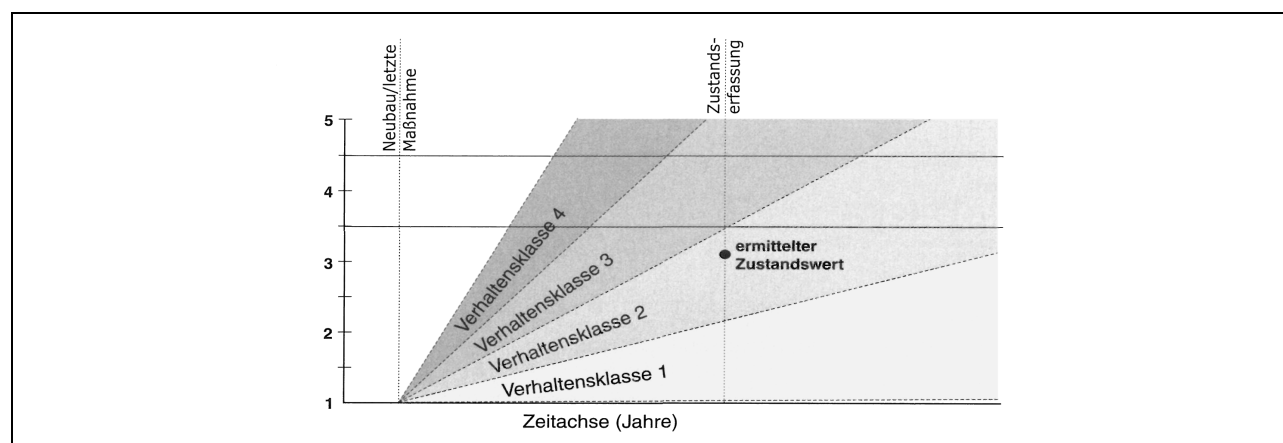


Bild 2.6: Zuordnung des ermittelten Zustandswertes zu der Verhaltensklasse [RPE-Stra 01]

Neben dem ermittelten Zustandswert müssen der Kurvenverlauf der Verhaltensfunktion und der Zeitpunkt, zu dem die Zustandsgröße mit dem Zustandswert 1,0 bewertet wurde, bekannt sein. Mit der berechneten Verhaltensfunktion ist dann der Zustandswert der betrachteten Zustandsgröße nach einer bestimmten Dauer (oder nach einer weiteren Anzahl von Achslastübergängen) zu prognostizieren. Die Prognose kann bei dieser Vorgehensweise mit der Berücksichtigung neuer Zustandsmessungen kontinuierlich angepasst und korrigiert werden. Die Verhaltensfunktion kann vier Verhaltensklassen zugeordnet werden, die näherungsweise eine Aussage über die Geschwindigkeit der Zustandsveränderung treffen. ([Maerschalk 2008], [Krause 2003], [Fuchs, Litzka 1998])

Darüber hinaus ist die Verhaltensprognose mit absoluten oder analytischen Modellen möglich, die beide in den letzten Jahren verstärkt in der Forschung untersucht und entwickelt wurden (siehe zum Beispiel [Leutner, Wellner 2007], [Nösler 2003]). Sie basieren auf unabhängigen Variablen, beispielsweise der Schichtdicke, dem E-Modul, bestimmten Asphalteeigenschaften oder dem Klima, und werden vorwiegend zur Prognose der strukturellen Eigenschaften der Befestigung eingesetzt, wie Tragfähigkeit, Ermüdung; vereinzelt wird die (Un-)Ebenheit im Querprofil prognostiziert. [Fuchs, Litzka 1998]

Ist eine Erhaltungsmaßnahme im Detail zu planen, muss der betroffene Abschnitt genau untersucht und die Ursache für die Ausprägung der Zustandsgrößen identifiziert werden, um die am besten geeignete Maßnahme herausfinden zu können: Ein unzureichender Zustandswert einer Zustandsgröße kann aus unterschiedlichen Erscheinungsbildern und Ursachen resultieren. In Tabelle 2.3 sind für die Zustandsgrößen Griffigkeit, Spurrinnentiefe, Allgemeine Unebenheit und Risse Erscheinungsbilder und ihre mögliche Ursachen dargestellt. Tabelle 2.4 enthält Erscheinungsbilder, die in der Regel durch Maßnahmen der Instandhaltung lokal ausgebessert werden und sich

daher auf die Zustandsgröße Flickstellen auswirken. Da die Ursachen vielgestaltig sind, ist die Aufzählung in beiden Tabellen nicht als vollständig zu betrachten.

Zustandsgröße	Erscheinungsbild	Ursache
Griffigkeit	polierte Gesteinskörner	<ul style="list-style-type: none"> • zu geringe Polierresistenz der Gesteinskörner • hohe Verkehrsbelastung
	Bitumen- oder Mörtelanreicherung	<ul style="list-style-type: none"> • zu hoher Bitumengehalt • falsches/zu weiches Bitumen • zu geringer Hohlraumgehalt • Einbaufehler
Spurrinnentiefe	Schubverformung (seitliches Aufwölben)	<ul style="list-style-type: none"> • geringe Verformungsbeständigkeit des Asphalts • ungeeignete Materialien (zum Beispiel ungeeignetes Bitumen, nicht kantenfeste Gesteinskörner) • ungeeignete Zusammensetzung des Asphalts (zum Beispiel ungünstige Korngrößenverteilung, zu hoher Bitumengehalt) • lang andauernde Wärmeperioden • hohe Verkehrsbelastung (Schwerverkehr, langsam fahrender Verkehr) • Einbaufehler (zum Beispiel zu starke Verdichtung)
	vertikale Verformung (Setzungsverformung)	<ul style="list-style-type: none"> • Nachverdichtung • Verformung der unteren Schichten • unzureichende Tragfähigkeit der unteren gebundenen oder ungebundenen Schichten • unzureichende Tragfähigkeit des Untergrundes • Materialermüdung • Mangel in der Entwässerung
	Verschleiß/ Abrieb der Asphaltdeckschicht	<ul style="list-style-type: none"> • hohe Verkehrsbelastung • Einbaufehler • ungeeignete Materialien
Allgemeine Unebenheit	Schubverformung („Waschbrettbildung“)	<ul style="list-style-type: none"> • mangelhafter/fehlender Schichtenverbund • hohe Schubkräfte des Verkehrs (zum Beispiel an LSA) • geringe Steifigkeit der Asphaltdeckschicht
	Verformung der Asphaltdeckschicht	<ul style="list-style-type: none"> • geringe Verformungsbeständigkeit des Asphalts • Inhomogenität des Asphalts • Inhomogenität der Asphaltdeckschicht (Verdichtung, Dicke) • fehlerhafte Fertigerführung, diskontinuierlicher Einbau
	Verformung der unteren Schichten	<ul style="list-style-type: none"> • inhomogene/unzureichende Tragfähigkeit des Untergrundes • ungleichmäßiger Einbau/Verdichtung
Netzrisse, Risshäufungen	Netzrisse	<ul style="list-style-type: none"> • unzureichende Tragfähigkeit • Unterdimensionierung der Befestigung (Schichtdicke) • Ermüdung des Asphalts • mangelhafter Schichtenverbund • ungeeignete Zusammensetzung des Asphalts • Einbaufehler, falscher Walzeinsatz • Frostschäden in den unteren Schichten, Setzung des Untergrundes • hohe Verkehrsbelastung
	Risshäufungen von Einzelrissen	<ul style="list-style-type: none"> • siehe Tabelle 2.4, Einzelrisse

Tabelle 2.3: Erscheinungsbilder der Zustandsmerkmale und ihre möglichen Ursachen

Erscheinungsbild	Ursache
Einzelrisse	<ul style="list-style-type: none"> • Ermüdung des Asphalts, zu hohe mechanische Beanspruchung • mangelhafter Schichtenverbund • ungeeignete Materialien (zum Beispiel falsches Bitumen) • thermische Risse (Tiefemperaturrisse) • unzureichende Entwässerung, Frosthörungen • Reflexionsrisse
offene Arbeitsnähte	<ul style="list-style-type: none"> • zu geringe Verklebung • zu geringe Verdichtung • fehlende Fugenausbildung • ungeeignete Füll- oder Vergussmasse
Ausmagerung (Kornausbruch, Mörtelverlust)	<ul style="list-style-type: none"> • unzureichende Adhäsion Bitumen/Gestein • mangelhafte Verdichtung (wenige Kontakt-/Klebe­punkte der Gesteinskörner) • Inhomogenität des Asphalts, Entmischung • mechanische Beanspruchung der Fahrbahnoberfläche • ungleichmäßiges, schnelles Abkühlen des Asphalts • ungeeignetes Gestein
Ausbrüche („Schlaglöcher“)	<ul style="list-style-type: none"> • mangelhafter Schichtenverbund • Gefügezerstörung durch Frosteinwirkung • nicht rechtzeitige Beseitigung von kleinen Schäden • Fremdkörper

Tabelle 2.4: Ursachen für Erscheinungsbilder, deren lokale Ausbesserung zu Flickstellen führt

Maßnahmen der Baulichen Erhaltung

Nach den „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen – Asphaltbauweisen“ [ZTV BEA-StB 09] wird der Begriff der Erhaltung wie in Tabelle 2.5 dargestellt unterschieden.

Erhaltung	Betriebliche Erhaltung	Kontrolle
		Wartung
	Bauliche Erhaltung	Instandhaltung
		Instandsetzung
		Erneuerung

Tabelle 2.5: Begriffssystematik der Erhaltung [ZTV BEA-StB 09]

Für den Blickwinkel dieser Arbeit sind grundsätzlich alle Maßnahmen der Baulichen Erhaltung relevant, das heißt die Instandhaltung (früher auch Bauliche Unterhaltung genannt), die Instandsetzung und die Erneuerung. Unter Instandhaltung werden kleinere Maßnahmen zur Substanzerhaltung von Verkehrsflächen verstanden, die bei kleineren, örtlich begrenzten Fehlstellen (zum Beispiel Schlaglöcher, Risse, offene Fugen) manuell oder maschinell ausgeführt werden. Nach den ZTV BEA-StB zählen zu den Maßnahmen der Instandhaltung

- Anspritzen und Abstreuen,
- Aufbringen von bitumenhaltigen Schläm­men und Porenfüllmassen,
- Ausbessern mit Asphaltmischgut,
- Verfüllen und Vergießen und
- Aufräumen.

Die ersten vier Verfahren der Instandhaltung fließen in das Erscheinungsbild Flickstellen ein, sodass sie bei Betrachtung dieser Zielgröße mit dem Modell zu berücksichtigen sind. Mit dem Aufräumen kann (zumindest kurzfristig) die Griffbarkeit verbessert werden. Zur kurzfristigen Beseitigung von

verkehrsgefährdenden Unebenheiten besteht die Möglichkeit des Abfräsens. Sollen mit dem Modell die Zustandsgrößen Griffigkeit oder Spurrinnentiefe betrachtet werden, sind diese Maßnahmen in der Prognose der Entwicklung der entsprechenden Zielgrößen einzubeziehen, zum Beispiel bei Erreichen eines bestimmten Wertes der Zielgröße.

Die Maßnahmen der Instandsetzung dienen nicht nur zur Substanzerhaltung, sondern auch zur Verbesserung der Oberflächeneigenschaften und somit zur Erhöhung des Gebrauchswertes. Sie werden überwiegend über die gesamte Fahrstreifenbreite ausgeführt und beschränken sich auf die Asphaltdeckschicht. Nach den ZTV BEA-StB zählen zu den Maßnahmen der Instandsetzung

- Oberflächenbehandlungen (OB),
- Dünne Asphaltdeckschichten in Kaltbauweise (DSK)
- Dünne Asphaltdeckschichten in Heißbauweise (DSH) oder Dünne Asphaltdeckschichten in Heißbauweise auf Versiegelung (DSH-V),
- Rückformen (RF) und
- Ersatz der Asphaltdeckschicht (EAD).

Das Verfahren des Rückformens hat in technischer und wissenschaftlicher Sicht nur wenig Bedeutung [Grätz 2009]. Daher und aufgrund der überwiegenden Abhängigkeit von dem vorhandenen Asphalt wird das Verfahren Rückformen nicht bei der Formulierung des in dieser Arbeit entwickelten Modells betrachtet. Weiterhin ist aufgrund der deutlich abweichenden Zusammensetzung und Vorgehensweise beim Einbau das Verfahren OB von der Betrachtung mit dem Modell ausgeschlossen. Soll das Verfahren DSK mit dem Modell betrachtet werden, muss es hinsichtlich der verschiedenen Prozesse bei der Herstellung stark angepasst werden; die Zusammenhänge in der Nutzungsphase sind mit denen des Walzasphalts vergleichbar.

Die DSH kann aus Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Gussasphalt hergestellt werden, bei der Zusammensetzung und Ausführung gelten im Wesentlichen die ZTV und TL Asphalt-StB. Die Zusammensetzung des Asphaltmischguts für die DSH-V und deren Ausführung muss entsprechend den Vorgaben der ZTV BEA-StB erfolgen. Das entwickelte Modell kann auf DSH aus Asphaltbeton oder Splittmastixasphalt und DSH-V angewendet werden.

Wird eine Maßnahme der Instandsetzung durchgeführt, ist die Lebensdauer der vorherigen Asphaltdeckschicht als beendet zu betrachten. Bleibt die Asphaltdeckschicht im Grunde (wenn auch in einer reduzierten Schichtdicke) erhalten und dient nun als Unterlage, sind die Daten des quantitativen Modells entsprechend anzupassen. Wird die Asphaltdeckschicht entfernt, ist das Modell für die neue Asphaltdeckschicht zu erstellen.

Die Erneuerung dient zur vollständigen Wiederherstellung des Gebrauchswertes der betrachteten Verkehrsflächenbefestigung. Sie ist durchzuführen, wenn die Ursachen für die Mängel nicht nur aus der Zusammensetzung und in den Eigenschaften der Asphaltdeckschicht begründet sind und somit die Maßnahmen der Instandsetzung nicht geeignet sind (zum Beispiel wenn Verformungen aus der Verformung der Schichten unterhalb der Asphaltdeckschicht oder aus nicht ausreichender Tragfähigkeit folgen). Es ist von der Ursache der Mängel, der verbliebenen und nutzbaren Substanz der Asphaltbefestigung, der zukünftigen Beanspruchung der Verkehrsfläche und den entwurfs-spezifischen Parametern abhängig, welche Schichten von der Erneuerung betroffen werden. Entweder kann lediglich die Erneuerung der Asphaltdecke erforderlich sein (zum Beispiel Tiefenbau von Asphaltbinder- und Asphaltdeckschicht) oder die Erneuerung der Tragschicht und so der gesamten Fahrbahnbefestigung (zum Beispiel Verstärkung der Tragschicht und Einbau einer Asphaltdecke, Tiefenbau einschließlich Tragschichten). Insoweit lässt sich die Erneuerung bei der Betrachtung des Lebenszyklus der Asphaltdeckschicht nicht mehr der Phase der Nutzung und Erhaltung zuordnen, sondern der Beseitigung und der Herstellung einer neuen Asphaltdeckschicht in dem entsprechenden Straßenabschnitt.

Wird die Erneuerung durchgeführt (und wird das hier für die Asphaltdeckschicht erstellte Modell für den gesamten (Asphalt-)Oberbau fortentwickelt), muss das Modell auf den neuen Aufbau der Fahrbahnbefestigung eingestellt werden.

2.2.3 Lebensdauer verschiedener Asphaltdeckschichten

Werden die dargestellten Zusammenhänge aus Tabelle 2.1, Tabelle 2.3 und Tabelle 2.4 betrachtet, ist offensichtlich, dass die Lebensdauer der Asphaltbefestigungen deutlich von ihrer Herstellung und der Beanspruchung während der Nutzungsphase abhängt. Die daher in der Praxis entstehende Varianz der durchschnittlichen Lebensdauer spiegeln die im Folgenden dargestellten Erfahrungswerte und Untersuchungsergebnisse wider.

Nach einer älteren Untersuchung wurde an der Asphaltdecke von zweistreifigen Bundesautobahnen eine Instandsetzungsmaßnahme durchschnittlich nach 18 Jahren erforderlich, bei 15 % der Beobachtungen innerhalb von höchstens 9 Jahren und bei 85 % der Beobachtungen innerhalb von höchstens 27 Jahren [Schmuck, Ressel 1992]. Für eine Asphaltdecke im Bundesfernstraßennetz wird allgemein eine Lebensdauer von 16,5 Jahren bzw. 33 Mio. äquivalenten 10-t-Achsübergängen angegeben. In den Knotenpunkten kann je nach Belastung und Trassierung die Lebensdauer zwischen 12,5 und 25 Jahren liegen. [Rommerskirchen u.a. 2007]

Für die Asphaltdeckschicht wurde in einer Veröffentlichung von 1997 eine Lebensdauer von 12,5 Jahren bei Bundesautobahnen und hochbelasteten Bundesstraßen genannt [EWS 1997]. In einer fünf Jahre später nachfolgenden Veröffentlichung wurde die Lebensdauer der bestehenden Asphaltdeckschichten auf 11,3 Jahre bei Bundesautobahnen und Schnellstraßen korrigiert und auf 11,5 Jahre bei Bundesstraßen. Dies wurde mit dem gestiegenen Verkehrsaufkommen einerseits und der entsprechenden Mehrdimensionierung der Schichten neuer Strecken andererseits begründet. [Rommerskirchen u.a. 2002] Die dazugehörige Ausfallverteilung der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit von den äquivalenten 10-t-Achsübergängen ist Bild 2.7 zu entnehmen.

Als Lebensdauer der Asphaltbinderschicht werden im Mittel 23 Mio. äquivalente 10-t-Achsübergänge ([Rommerskirchen u.a. 2002], vgl. Bild 2.7) oder 25 [EWS 1997] bis 26 Jahren [RPE-Stra 01] erwartet.

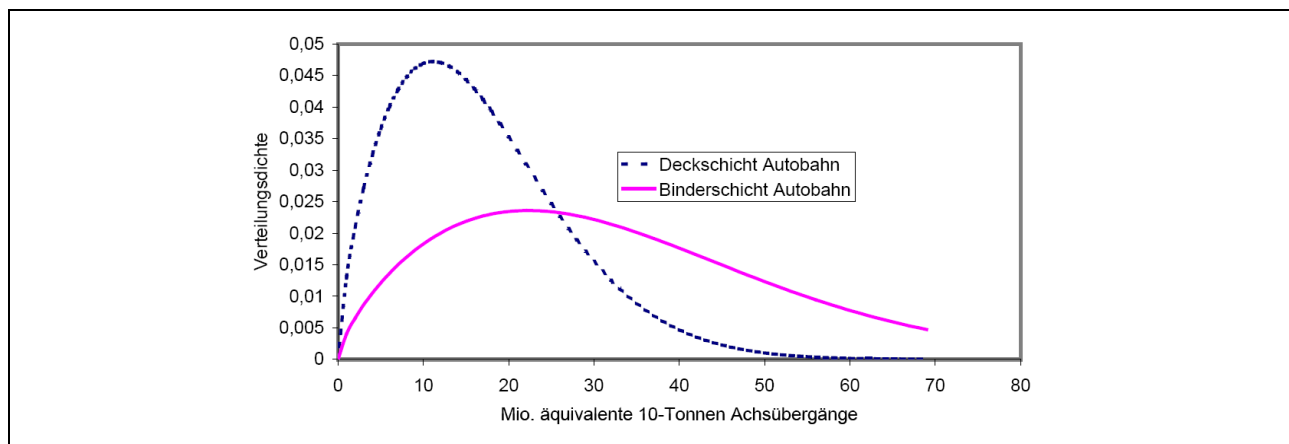


Bild 2.7: Relative Häufigkeitsverteilung der Lebensdauer von Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten auf Autobahnen und hochbelasteten Bundesstraßen [Rommerskirchen u.a. 2002]

Die Lebensdauer einer Asphalttragschicht beträgt bei Asphaltbefestigungen von Straßen der Bauklassen SV, I und II durchschnittlich 55 Jahre, von Straßen der unteren Bauklassen 75 Jahre; gleiches gilt für Tragschichten ohne Bindemittel. Tragschichten mit hydraulischem Bindemittel, die bei Asphaltbefestigungen angewendet werden, lassen bei den hochbelasteten Straßen (Bauklasse SV, I und II) durchschnittlich eine Lebensdauer von 60 Jahren und bei den Straßen der unteren Bauklassen von 80 Jahren erwarten. [RPE-Stra 01]

Diese Daten zeigen, dass die unteren Schichten grundsätzlich eine zum Teil deutlich längere Lebensdauer aufweisen. Daher ist die separate Betrachtung der Lebensdauer von Asphaltdeckschichten in dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Modell möglich und berechtigt.

Getrennt nach den einzelnen Bauweisen und Asphaltarten der Asphaltdeckschicht sind in der Literatur (seit 1995) die in Tabelle 2.6 aufgelisteten Lebensdauern zu finden. Alle Angaben sind

durchschnittliche Erfahrungswerte für Außerortsstraßen der höheren Bauklassen bzw. des übergeordneten Straßennetzes, wobei grundsätzlich eine ordnungsgemäße Durchführung der verschiedenen Bau- und Erhaltungsmaßnahmen unterstellt ist. Bei besonders langsam fahrendem Verkehr, bei einem hohen Anteil an Schwerverkehr oder in Bereichen von starken Brems- und Beschleunigungsvorgängen sinkt die Lebensdauer aufgrund der stärkeren Beanspruchung der Fahrbahnbefestigung entsprechend. Bei niedrigen Bauklassen ist eine höhere Lebensdauer aufgrund der geringeren Verkehrsbelastung zu erwarten.

Bauweise	Lebensdauer (Jahre)	Literatur
Asphaltdeckschicht aus Asphaltbeton	12 10 ... 15 8 ¹⁾ .. 14 ²⁾ .. 18 ³⁾ 9/5 ¹⁾ .. 10/11 .. 13/20 ^{3) 4)}	[RPE-Stra 01] [DWW 1997] [EAPA 2007] [Dorando, Rübensam 1995]
Asphaltdeckschicht aus Splittmastixasphalt	16 > 15 14 ¹⁾ .. 20 ²⁾ .. 25 ³⁾	[RPE-Stra 01] [DWW 1997] [EAPA 2007]
DSH • mit Splittmastixasphalt • mit Asphaltbeton, 25 bis 30 mm	8 8 ¹⁾ .. 10 ²⁾ .. 12 ³⁾	[RPE-Stra 01] [EAPA 2007]
DSK Kaltasphalt (Emulsions-Asphaltbeton)	5 7 ... 10	[RPE-Stra 01] [DWW 1997]

Tabelle 2.6: Angaben zu den Lebensdauern ausgewählter Bauweisen und Arten der Asphaltdeckschicht

1) 15%-Quantil, 2) Mittelwert in Europa, 3) 85%-Quantil, 4) Angaben getrennt für Bauklasse SV und I bzw. II und III

2.3 Risikoanalyse

2.3.1 Allgemeines

Die Untersuchung von einzelnen Einflussfaktoren im Produktionsprozess und ihren Auswirkungen auf die Produktqualität ist bei komplexen Systemen, wie dem Straßenbau, in der Realität und im Original-Maßstab nur schwer bzw. gar nicht möglich [Wand, Pusch 1973]:

- Um die gesamte Bandbreite abzudecken, müssen auch mögliche, aber sehr selten auftretende Ereignisse in der Untersuchung eingeschlossen sein. Ist die Wahrscheinlichkeit einer Situation erfahrungs- oder erwartungsgemäß sehr gering, ist auch die Wahrscheinlichkeit, diese Situation in einem eng begrenzten Zeitraum zu beobachten, sehr gering; andernfalls wäre eine immense Anzahl an Beobachtungen erforderlich (was aber nach den gegebenen Verhältnissen nicht möglich ist). Hinzu kommt, dass manche Ereignisse nur unter bestimmten Rahmenbedingungen auftreten, aber auf das Eintreten dieser Rahmenbedingungen kein Einfluss genommen werden kann.
- Gleiches gilt für die Kombinationen der verschiedenen Ereignisse – die „Versuchsbedingungen“ sind auf einer Baustelle gewöhnlich nicht konstant und ihre gezielte Variation für eine Untersuchung aber ist auch nicht möglich.
- Die Analyse der Auswirkung der Ereignisse im Produktionsprozess auf die Lebensdauer der Straße erfordert Daten, die für die Straße während ihrer Lebensdauer zu beobachten und zu erfassen sind. Für eine umfassende Analyse müssten dabei alle theoretisch möglichen Auswirkungen der verschiedenen Ereignisse enthalten sein; dies ist jedoch im Vorhinein nicht abschätzbar.
- Sollen die Ereignisse und Auswirkungen aus der Beobachtung statistisch abgesichert sein, erhöht sich die erforderliche Anzahl an entsprechenden Beobachtungen.

Die Randbedingungen einerseits und die Anforderungen an eine hinreichend genaue Lösung der betrachteten Fragestellung andererseits sind folglich sehr komplex. Bei jedem Lösungsansatz werden daher ein Maß an Unsicherheit bereits aus der zukunftsbezogenen Betrachtung und gegebenenfalls aus der unvollkommenen Datenbasis verbleiben. Folglich wird wiederum die Lösung der Fragestellung und die darauf basierende Entscheidung risikobehaftet sein. Ein bewusster und offener Umgang mit der Unsicherheit und dem Risiko ist somit anzustreben.

Risiko wird in der Literatur und in verschiedenen Richtlinien unterschiedlich definiert, was zum Teil mit den (wissenschaftlichen) Anwendungshintergründen zu erklären ist. Im Bereich der betriebswirtschaftlichen Literatur und des Projektmanagements wurde Risiko schon vor einiger Zeit als Begriff für den potentiellen Vermögensverlust, die „Gefahr einer (negativen) Zielabweichung“ oder allgemeiner die „Auswirkung von Unsicherheit auf Ziele“ verstanden ([Brühwiler 2007], [Wolke 2008]). Teilweise wird das Risiko mit der Wahrscheinlichkeit der Zielabweichung (zum Beispiel [Rothkegel 1980]) gleichgesetzt. In der Normung, der Entscheidungstheorie und auch in der Mathematik sowie dem Finanz- und Versicherungswesen ist das Risiko als die Kombination (das Produkt) von der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses und seinen Auswirkungen bzw. Folgen definiert (siehe zum Beispiel [DIN IEC 62198], [Brühwiler 2007]):

$$\text{Risiko} = \text{Eintrittswahrscheinlichkeit} \cdot \text{Schadensausmaß}$$

Mit dieser Definition wird berücksichtigt, dass das Schadensausmaß einer Störung unterschiedlich sein kann und eine Störung nicht sicher bzw. mit unterschiedlicher Wahrscheinlichkeit auftritt. Gleichzeitig muss dem Anwender bewusst sein, dass das Risiko ein statistischer Wert ist und somit keine konkrete Aussage über einen Einzelfall ermöglicht, sondern nur eine Aussage über die Wahrscheinlichkeit des Eintritts des Einzelfalls bzw. über die wahrscheinliche Verteilung der Ausprägungen bei einer großen Zahl von Fällen. [Hofmann 2000]

Für die Fragestellung der Arbeit lässt sich der Zustand der Asphaltdeckschicht mit dem Schadensausmaß gleich setzen, das aus den Fehlern in der Herstellung und des Einbaus des Asphalts (Störung) resultiert. Ist der Zustand der Asphaltdeckschicht nicht mehr ausreichend, ist ihre Lebensdauer beendet. Das Risiko entspricht in diesem Sinne der zu erwartenden Lebensdauer.

Soll eine konkrete Entscheidung unter Berücksichtigung des Risikos getroffen werden, ist folglich das Risiko „am besten durch Angabe einer Wahrscheinlichkeitsverteilung für das gewählte Entscheidungskriterium...“ [Diruf 1972] zu quantifizieren. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung bietet den Vorteil, dass eine Aussage nicht nur über den Erwartungswert getroffen werden kann, sondern gleichzeitig über die (Un-)Sicherheit des Erwartungswertes oder des Erreichens eines bestimmten Niveaus oder Zielwertes. Doch wie lässt sich die Wahrscheinlichkeitsverteilung des Entscheidungskriteriums generieren? Diese Frage deutet gleichzeitig den Nachteil der Methode an, da die Bestimmung der Wahrscheinlichkeitsverteilung sehr komplex und aufwändig sein kann.

In der Betriebswirtschaft wurde bereits vor Jahrzehnten das Verfahren der Risikoanalyse entwickelt, welches insbesondere in dem Teilbereich Operations Research bei sämtlichen Planungen und Entscheidungen wiederzufinden ist. In der Chemischen Industrie wird die Risikoanalyse ebenfalls seit geraumer Zeit eingesetzt, um die von bestimmten Anlagen für die Umwelt ausgehenden Risiken zu quantifizieren. So fand die Risikoanalyse immer häufiger und in weiteren Bereichen Anwendung. Inzwischen existieren verschiedene Verfahren und Vorgehensweisen bei der Risikoanalyse, was auf die Anpassung und Spezialisierung für bestimmte Probleme bzw. Anwendungsbereiche zurückzuführen ist.

Das Wesentliche beschreibend, lassen sich der Inhalt und das Ziel der Risikoanalyse mit folgenden drei Fragen zusammenfassen [Walls, Smith 1998]:

- Was kann passieren?
- Wie wahrscheinlich kann das passieren?
- Was sind die Konsequenzen, wenn es passiert?

Um diese Fragen beantworten zu können, wird die Risikoanalyse üblicherweise mit den folgenden Schritten durchgeführt:

- Konstruktion eines objektiven Modells,
 - Identifizierung der Größen (beeinflussbare Eingangsgrößen, unsichere Umweltfaktoren, resultierende Zwischengrößen und Zielgröße),
 - Abbildung der Zusammenhänge, Wirkungsweisen und Beziehungen,
- Erfassung und Prognose der Daten der Eingangsgrößen und Umweltfaktoren,
- Bestimmung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zielgröße,
- Interpretation der Ergebnisse.

Zu den Umweltfaktoren zählen neben den in der Regel hiermit sofort assoziierten Faktoren Wetter oder Klima auch die Faktoren, die allgemein die auf die Zielgröße(n) des Modells wirkenden Faktoren aus der Umwelt (dem Umfeld) beschreiben. Hierzu zählen bei dem Straßenbau zum Beispiel die Verkehrsbeeinträchtigungen für die Logistik der Asphaltmischgutversorgung, die Verkehrsbelastung während der Nutzungsphase und die Maschinenteknik beim Einbau.

Die Schritte werden in den folgenden Abschnitten erläutert. Es sei aber bereits hier darauf hingewiesen, dass die Risikoanalyse ein iterativer Prozess ist: Zeigen sich beispielsweise in der Prognose der Daten Unzulänglichkeiten, ist die Anpassung des Modells mit gegebenenfalls Änderung oder Ergänzung der identifizierten Eingangsgrößen und Umweltfaktoren erforderlich. Falls die ermittelte Wahrscheinlichkeitsverteilung nicht detailliert oder differenziert genug ist, müssen die Eingangsgrößen und Umweltfaktoren ergänzt, ihre Daten genauer erfasst und prognostiziert und/oder die Zusammenhänge zwischen den Größen detaillierter abgebildet werden.

2.3.2 Konstruktion eines Modells

Ein Modell ist ein (vereinfachtes) Abbild eines realen Systems oder Problems. Im Vergleich zur Realität kann die Systemstruktur in dem Modell abstrahiert und nur ähnlich abgebildet werden (Strukturgleichheit versus Strukturähnlichkeit). Die wesentliche Struktur, das heißt die Grundzüge des Systems, muss jedoch für die Funktionsfähigkeit des Modells erhalten bleiben. [Domschke, Scholl 2000]

Je höher der Abstraktionsgrad ist, desto geringer wird die Genauigkeit und Güte des Ergebnisses, es sei denn, die vernachlässigten Systemkomponenten besäßen lediglich einen sehr geringen Einfluss auf das Ergebnis. Dementsprechend kann die Abstraktion sowohl einen Vorteil als auch einen Nachteil bedeuten: Wird das System „richtig“ abstrahiert, vereinfacht die Abstraktion das Erfassen und die Abbildung der wichtigen Zusammenhänge und schließlich die Entscheidungsfindung. Werden jedoch wesentliche Systemkomponenten oder Prozesse mit der Abstraktion vernachlässigt, kann dies zu ungenügenden oder fehlerhaften Schlussfolgerungen und folglich zu suboptimalen Entscheidungen führen. Daher ist das Modell mit großem Bedacht zu bilden und seine Gültigkeit für das abgebildete System zu prüfen. [Domschke, Scholl 2000] Bei der Abstraktion sollten zudem möglichst nur Größen zusammengefasst werden, die eng zusammenhängen und einen ähnlichen Grad der (Un-)Sicherheit aufweisen [Blohm, Lüder, Schaefer 2006].

Sind die dem Modell zugrunde liegenden Informationen und Größen sicher, wird von einem deterministischen Modell gesprochen, bei zufälliger Unsicherheit von einem stochastischen Modell. Die Unsicherheit wird sehr häufig durch die statistische Verteilung der unsicheren Größen wiedergegeben. [Domschke, Scholl 2000]

In dem Modell, das für die Risikoanalyse zu konzipieren ist, sind die Eingangsgrößen sicher, falls sie aus der Entscheidung des Akteurs bzw. aus dem Anfangsszenario resultieren [Diruf 1972]. Sollen mehrere Anfangsszenarien betrachtet werden und das jeweilige Ergebnis ihnen einzeln zugewiesen werden können, sind mehrere Analysen mit entsprechend unterschiedlichen Eingangsgrößen durchzuführen. Die Umweltfaktoren sind stets unsicher, da sie außerhalb des Einflussbereichs des Akteurs liegen; auch wenn der Akteur durch die Berücksichtigung der möglichen Ausprägung eines Umweltfaktors bei seiner Entscheidung Einfluss auf dessen Ausprägung ausüben kann (zum Beispiel Lufttemperatur bei Berücksichtigung der Jahreszeit), kann er sie nicht exakt determinieren. Die Zwischengrößen sind in Abhängigkeit von den sie beeinflussenden Größen sicher oder unsicher.

Die Eingangsgrößen, Umweltfaktoren und resultierenden Zwischengrößen bilden somit mögliche Zustände eines Systems zu einem bestimmten Zeitpunkt ab. Ihre Zusammenhänge, welche die Aktionen oder Zustandsänderungen im realen System repräsentieren, werden in der quantitativen Risikoanalyse mit einer Funktion beschrieben.

Das System, das in dem Modell abzubilden ist, und die beabsichtigte Zielgröße sind in dem ersten Schritt der Risikoanalyse zu definieren und von anderen Systemen und Problemstellungen abzugrenzen, sofern dies nicht bereits aus der Aufgaben- oder Problembeschreibung bekannt ist. Dabei ist es möglich, ein System in mehrere Teilsysteme zu gliedern. Die Teilsysteme sind dann entweder jeweils in einem Teilmodell abzubilden oder können über ihren Einfluss auf die Zielgröße gemeinsam in einem Modell betrachtet werden, falls die Gliederung in Teilsysteme allein zur Strukturierung des Modells dient. Die Komplexität des Gesamtmodells kann für den letzteren Fall allerdings stark ansteigen, sodass eine quantitative Lösung sehr rechenintensiv werden kann.

Zur Identifizierung der Eingangsgrößen und Umweltfaktoren können unter anderem die Methoden des Brainstormings, der Expertenbefragung, der Fehlerbaum-Analyse oder der FMEA (failure mode and effect analysis) eingesetzt, die Analyseergebnisse aus vorhandenen Daten und ähnlichen Projekten berücksichtigt und die bestehende Erfahrung eingebracht werden [Elbing 2006]. Die Vorgehensweise kann hinsichtlich der zeitlichen Orientierung in die Zukunft oder die Vergangenheit gerichtet sein und hinsichtlich der Analyserichtung von den Endszenarien der Zielgröße zu den Anfangszuständen der Eingangsgrößen (top-down) oder von den Eingangsgrößen zu den Endzuständen der Zielgröße (bottom-up) orientiert sein [Link, Stempkowski 2004]. Im Rahmen dieser Arbeit wird nach dem bottom-up-Prinzip verfahren.

Ob und welche Umweltfaktoren für das Modell geeignet sind, richtet sich primär nach der Möglichkeit ihrer Prognose, aber auch nach der Art ihrer Prognose. Soll die Prognose mit Expertenbefragung durchgeführt werden, sollte eine von den Experten häufig beobachtete Größe verwendet werden. [Diruf 1972] Soll die Prognose aus der Analyse historischer Daten erfolgen, muss die Datenbasis vorhanden und „auswertbar“ sein (quantifizierbar, Vergleichbarkeit der Daten, gegebenenfalls bekannte Randbedingungen, ausreichende Datenmenge etc.). Gleiches gilt für die Abbildung der Zusammenhänge zwischen den Größen; sie müssen sich in der Risikoanalyse beschreiben lassen.

Sind alle erforderlichen Größen und Faktoren zur Bestimmung der Zielgröße und so der Risiken identifiziert, sind sie und ihre Zusammenhänge in dem theoretischen Modell strukturiert darzustellen – sofern dies nicht bereits parallel erfolgt ist.

2.3.3 Erfassung und Prognose der Daten

Mit der Erfassung und Prognose der Daten der Eingangsgrößen und Umweltfaktoren sowie der funktionalen Beschreibung der Zusammenhänge wird das theoretische Modell in ein quantitatives Modell überführt. Wird zur Ermittlung der Ausprägung der Zielgröße bzw. ihrer Wahrscheinlichkeitsverteilung eine Software eingesetzt, ist in diese das quantitative Modell mit seinen Größen, Faktoren und Zusammenhängen einzugeben. Dabei ist das quantitative Modell kontinuierlich im Hinblick auf Plausibilität und auf seine Gültigkeit gegenüber dem Anwendungsfall und der gewünschten Genauigkeit zu prüfen. ([Burg, Moser, Steffan 2007], [Mertens 1982])

Die Ausprägung der Größen und Faktoren kann nominal, ordinal oder kardinal skaliert sein. Bei nominalen Daten wird nur die Verschiedenheit der Ausprägung der Größe angegeben, zum Beispiel Asphaltbeton oder Splittmastixasphalt. Bei ordinalen Daten kann darüber hinaus eine Rangfolge der Ausprägungen gebildet werden, zum Beispiel klein, mittel und groß. Die kardinalen Daten geben zum Beispiel den messtechnisch bestimmbaren Wert der Ausprägung wieder.

Die Ermittlung der Eintrittswahrscheinlichkeiten und der quantitativen Zusammenhänge der verschiedenen Umweltfaktoren und Größe kann bei komplexen Systemen eine große Herausforderung darstellen. Je höher die gewünschte Aussagekraft des Modells sein soll, desto genauer muss die Datenbasis sein und desto höher ist meist auch der Aufwand der Modellerstellung. Die Methoden, die zur Einschätzung oder Berechnung der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der

einzelnen Größen angewendet werden können, lassen sich in qualitative, semiquantitative und quantitativ analytische Methoden unterscheiden.

Bei qualitativen Methoden werden die Ausprägungen der verschiedenen Größen verbal beschrieben und logisch miteinander verknüpft. Diese Methoden lassen sich anwenden, sofern die Größen oder ihr Zusammenhang so unbekannt und unerforscht sind, dass es nicht möglich oder nicht sinnvoll ist, die Ausprägung der Größen zu quantifizieren oder ihren Zusammenhang zu formalisieren. Die Größen werden dann typischerweise nominal oder ordinal definiert. Die Anzahl der Ausprägungen einer Größe bestimmt sich aus ihrer Wirkungsbreite und der Möglichkeit, die jeweiligen Wahrscheinlichkeiten hinreichend genau einschätzen zu können. [Link, Stempkowski 2004]

Bei der semiquantitativen Methode werden den qualitativen Bewertungsstufen Wahrscheinlichkeiten zugeordnet: Ist eine Ausprägung einer Größe beispielsweise „sehr unwahrscheinlich“ entspricht dies einer Wahrscheinlichkeit von 0,1 %, „zu erwarten“ 10 % und „wahrscheinlich“ 80 %. Dabei kann die Überlegung „In jedem wievielten Fall kann dieses Ereignis eintreten?“ zur Bestimmung der Wahrscheinlichkeit dienen. [Link, Stempkowski 2004]

Bei der quantitativ analytischen Methode lassen sich die Eintrittswahrscheinlichkeiten der Umweltfaktoren und Größen, ihre Ausprägung und Auswirkung quantitativ bestimmen. Die Bestimmung kann zum Beispiel auf der Analyse historischer Daten, der Simulation des Systems des Umweltfaktors (vgl. zur Simulation die Ausführungen in Abschnitt 2.3.4) oder der Expertenbefragung beruhen. [Link, Stempkowski 2004] Als Ergebnis dieser Methode steht üblicherweise eine Angabe zur Form der statistischen Verteilung, dem Erwartungswert und der Standardabweichung zur Verfügung [Blohm, Lüder, Schaefer 2006].

Die Analyse historischer Daten bietet die Möglichkeit, beispielsweise die gesuchten Daten mit der Extrapolation von Zeitreihen oder den gesuchten Zusammenhang aus der Korrelation von zwei oder mehreren Größen zu bestimmen. Der Anwender sollte sich aber darüber bewusst sein, dass das ermittelte Ergebnis mit einer Rest-Unsicherheit behaftet ist: Wie stark kann den zugrunde liegenden Daten vertraut werden, sind sie repräsentativ, dürfen sie extrapoliert werden, von welchen weiteren Größen wird die Korrelation der Daten gegebenenfalls beeinflusst? Im Gegensatz dazu sind die Zusammenhänge sicher, die auf zum Beispiel nachgewiesenen physikalischen Gegebenheiten beruhen. [Link, Stempkowski 2004]

Die Expertenbefragung ist derart zu gestalten, dass die Aussagen der Experten zu einer Größe sich auf denselben Sachverhalt beziehen und dass sich aus den gesamten Aussagen möglichst viele Randbedingungen zur Bestimmung der Wahrscheinlichkeiten ergeben. Beispielsweise sollte nicht nur der Erfahrungswert (Erwartungswert) abgefragt werden, sondern auch die Spannweite und Verteilung der Werte und das Werteniveau, das mit bestimmten Wahrscheinlichkeiten nicht über- oder unterschritten wird. Dadurch können die Form der Verteilung und die Standardabweichung annähernd bestimmt werden. [Diruf 1972]

Bei der Ermittlung der Wahrscheinlichkeitsverteilungen, insbesondere jene der Umweltfaktoren, ist darauf zu achten, ob möglicherweise Korrelationen zwischen dem Auftreten verschiedener Umweltfaktoren bestehen, die in dem Modell nicht durch Zusammenhänge abgebildet sind ([Brühwiler 2007], [Götze 2008]). Beispielsweise besteht zwischen den Umweltfaktoren Lufttemperatur und Eisglätte eine Korrelation, Eisglätte kann nur bei einem bestimmten Temperaturbereich auftreten. In diesem Fall wäre eine bedingte Wahrscheinlichkeit für die Eisglätte (in Abhängigkeit von der Lufttemperatur) abzubilden. Bei der Expertenbefragung gestaltet sich die Ermittlung von bedingten Wahrscheinlichkeitsverteilungen gestaltet schwierig [Diruf 1972].

Die Eintrittswahrscheinlichkeit der verschiedenen Ausprägungen einer Größe lässt sich auch als deren zufälliger Fehler und systematischer Fehler interpretieren, wie sie zum Beispiel bei der Herstellung des Asphaltmischguts mit einer abweichenden Dosierung auftreten. Dabei spiegelt die Standardabweichung bzw. die Wahrscheinlichkeitsverteilung an sich den zufälligen Fehler wider und die Differenz zwischen dem für die Größe definierten Mittelwert und dem (theoretisch) wahren Wert der Größe den systematischen Fehler. Die Fehlerfortpflanzung muss bei der Berechnung der Eintrittswahrscheinlichkeit der Zielgröße nicht separat betrachtet werden, dies erfolgt indirekt mit

der Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größe und ihrem Eingang in die Berechnung der Zielgröße. So ist der zufällige Fehler in der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zielgröße wiederzufinden und der systematische Fehler in der Abweichung des Mittelwerts der Zielgröße von seinem theoretischen wahren Mittelwert.

2.3.4 Ermittlung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zielgröße

Die Ermittlung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zielgröße kann mit Hilfe von Simulation oder auf analytische Art und Weise erfolgen.

Der Begriff Simulation beschreibt allgemein das Durchführen von Experimenten an einem Modell, um Erkenntnisse über das reale System zu gewinnen. In der Praxis stieg die Bedeutung der Simulation mit der Entwicklung der Computer und ihrer steigenden Leistungsfähigkeit. Je nach Fragestellung, betrachtetem System und zugrunde liegendem Modell kann die Simulation von der Kombination einfacher mathematischer Zusammenhänge über die Durchführung von Planspielen bis hin zur visuellen Darstellung (Animation) reichen. ([Mertens 1982], [Burg, Moser, Steffan 2007])

Als Simulationsverfahren wird häufig die Monte-Carlo-Methode angewendet, bei der das Modell mehrfach mit zufälligen Ausprägungen der unsicheren Größen durchlaufen wird. Dabei werden zunächst mit Hilfe von Zufallszahlen Werte für die unsicheren Größen unter Berücksichtigung der zugehörigen Wahrscheinlichkeitsverteilung bestimmt. Mit diesen Werten bzw. dieser generierten Wertekombination werden dann die nachfolgenden Prozesse, die in dem Modell abgebildet sind, durchlaufen und die Zielgröße berechnet. Nach mehrfacher Wiederholung der Versuche lässt sich aus den verschiedenen Werten der Zielgröße ein Histogramm erstellen und die statistische Verteilung der Zielgröße approximieren. Die erforderliche Anzahl an Simulationszyklen ist abhängig von der gewünschten Genauigkeit des Ergebnisses und der Wahrscheinlichkeitsverteilung der unsicheren Größen. ([Mertens 1982], [Schueller 1981], [Wüst 1991])

Aufgrund der relativ einfachen Handhabung der Monte-Carlo-Methode wird sie häufig angewendet. Für viele Problemstellungen und Systeme bietet sie eine einfache Möglichkeit, die statistischen Größen des Modells zu verarbeiten und die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zielgröße zu ermitteln. Je komplexer jedoch das Modell ist und insbesondere je mehr Ereignisse mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit existieren, desto höher ist die Anzahl der erforderlichen Simulationszyklen. Werden dann zu wenige Simulationszyklen durchgeführt, besteht die Gefahr, dass das ermittelte Ergebnis nicht das „wahre“ Ergebnis widerspiegelt. Dieser Fehler ließe sich nur mit ausreichender Kenntnis über die möglichen Ausprägungen der Zielgröße oder gegebenenfalls im Nachhinein im Schadensfall erkennen. Stellt sich ein Ergebnis als unplausibel heraus, ist es zudem schwierig, nachzuvollziehen welche Größe oder Faktor oder welcher Zusammenhang möglicherweise falsch abgebildet wurde, sofern dies nicht aus zufälligen Abweichungen bei der zu geringen Anzahl an Simulationszyklen resultiert. Mit dem Wunsch nach einer hohen Genauigkeit des Ergebnisses erhöht sich die Anzahl zusätzlich. Auch unter Verwendung moderner Rechenanlagen kann dies zu langen Rechendauern führen.

Bei der analytischen Vorgehensweise wird die Wahrscheinlichkeitsverteilung rechnerisch aus den gegebenenfalls mehrdimensionalen Verteilungen der Eingangsgrößen und Umweltfaktoren sowie ihren abgebildeten Zusammenhängen berechnet. Je nach Anzahl und Art der Eingangsgrößen resultiert daraus zwar ein sehr komplexes Berechnungsproblem, das aber mit Einsatz von Rechenanlagen gelöst werden kann. Die analytische Vorgehensweise eignet sich für sehr große und komplexe Systeme mit vielen Unsicherheiten, wenn eine globale Risikoabschätzung zu ungenau wird oder wenn die Simulation zu viele Simulationszyklen erfordert. Daher und unter Berücksichtigung der Bandbreite von Anwendungsfällen hat die analytische Vorgehensweise bisher nur eine geringe Bedeutung in der Praxis erlangt. [Blohm, Lüder, Schaefer 2006] Ein Vorteil bei der analytischen Vorgehensweise ist jedoch, dass die Ergebnisse in einem direkten Zusammenhang stehen mit den im Modell verwendeten Daten und abgebildeten Zusammenhängen – sollte das

Ergebnis unplausibel sein, müssen demnach das Modell und die getroffenen Annahmen sachlogisch auf deren Richtigkeit überprüft werden.

Für die analytische Vorgehensweise entwickelte Bald (1991) mit folgender Überlegung eine Methodik zur Berechnung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zielgröße (im Folgenden [Bald 1991]): Die Wahrscheinlichkeitsverteilung einer Größe kann mit einer Verteilungsfunktion oder numerisch beschrieben werden. Die Beschreibung unter Angabe einer Verteilungsfunktion bietet zwar den Vorteil, dass die Verteilung mit relativ wenigen Werten (zum Beispiel Erwartungswert und Standardabweichung bei der Normalverteilung) definiert werden kann, aber den Nachteil, dass die Form der Verteilung (zum Beispiel Normalverteilung, Student-Verteilung, Poisson-Verteilung) bekannt sein muss. Zudem ist die Berechnung von Ergebnissen nur bei bestimmten Verteilungstypen und Rechenoperationen einfach möglich.

Werden die Wahrscheinlichkeitsverteilungen numerisch beschrieben, muss die Form ihrer Verteilung nicht bekannt sein. Die Verteilung wird stattdessen mit einer Näherungsfunktion oder mit abschnittsweise gültigen Funktionen beschrieben. Typische Näherungsfunktionen sind beispielsweise Fourier-Reihen (bestehend aus Sinus- und Cosinus-Funktionen) oder Taylor-Reihen (bestehend aus mehreren Potenzfunktionen). Je nachdem, wie viele Glieder in den Reihen berücksichtigt werden sollen, ist die Bestimmung der Glieder und der darin enthaltenen Faktoren aber sehr aufwändig. Daher werden sie im Folgenden nicht weiter betrachtet.

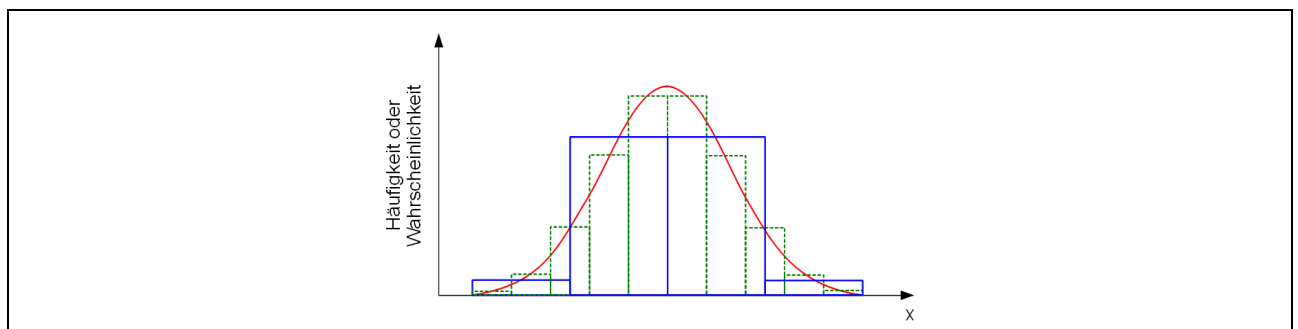


Bild 2.8: Abschnittsweise Annäherung der Normalverteilung (rot) mit vier (blau) und zehn (grün gestrichelt) Abschnitten

Bei der abschnittweisen Annäherung wird der Definitionsbereich der Wahrscheinlichkeitsverteilung in mehrere Abschnitte unterteilt und der Verlauf in den einzelnen Abschnitten mit hinsichtlich der Handhabbarkeit relativ einfachen Funktionen beschrieben. Diese Funktionen können Konstanten bis hin zu Polynomen dritter Ordnung sein, wobei die Konstanten den einfachsten Fall darstellen. Die Begrenzung auf das Polynom dritter Ordnung ist zum einen in der Berücksichtigung der unterschiedlichen Charakteristik der Kurvenverläufe von Polynomen erster bis dritter Ordnung begründet und zum anderen (wie bei den Reihen) auf die Aufwändigkeit der Bestimmung der Glieder und Faktoren bei einer höheren Ordnung des Polynoms zurückzuführen. Mit den genannten Funktionen kann bei entsprechend gewählter Abschnittsbreite jede Funktion beliebig genau angenähert werden, wodurch die Genauigkeit des Ergebnisses steigt. In dem Fall, dass die Verteilung mit einer einfachen Verteilungsfunktion beschrieben werden könnte und einfache Berechnungen folgten, hat die abschnittsweise Annäherung gegenüber der Definition diese Verteilungsfunktion bei gleicher geforderter Genauigkeit allerdings einen höheren Rechenaufwand zur Folge. In Bild 2.8 ist die abschnittsweise Annäherung mit verschiedenen breiten Abschnitten (Intervallen) für die Normalverteilung dargestellt.

Die vorliegende Problemstellung enthält zum einen in der Datenmenge Umweltfaktoren und Größen mit relativ geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten und zum anderen besteht der Wunsch nach einer „hinreichenden“ Genauigkeit der Zielgröße. Daher und aufgrund der oben dargestellten Vor- und Nachteile der Vorgehensweisen wird für die quantitative Lösung der Aufgabenstellung die analytische Vorgehensweise angewendet.

Die oben genannte von Methode zur analytischen Vorgehensweise wurde von Bald in dem Berechnungsprogramm Darmstädter-Risiko-Analyse-Tool (DRAT) umgesetzt. Dieses steht dem Autor

zur Verfügung und wird später bei der beispielhaften formalen Umsetzung des formulierten theoretischen Modells angewendet. Für die Beschreibung des DRAT wird auf Bald (1991) verwiesen.

2.4 Hinweise zur Modellformulierung

In der grafischen Darstellung des theoretischen Modells werden Zustände und Eigenschaften einerseits und Aktionen andererseits unterschieden (siehe Bild 2.9). Ein Zustand oder eine Eigenschaft ist messtechnisch oder auf eine andere Weise erfassbar und verändert sich nicht. Erst durch eine Aktion wird der Zustand oder die Eigenschaft verändert, wobei die Aktion aktiv oder passiv erfolgen kann.

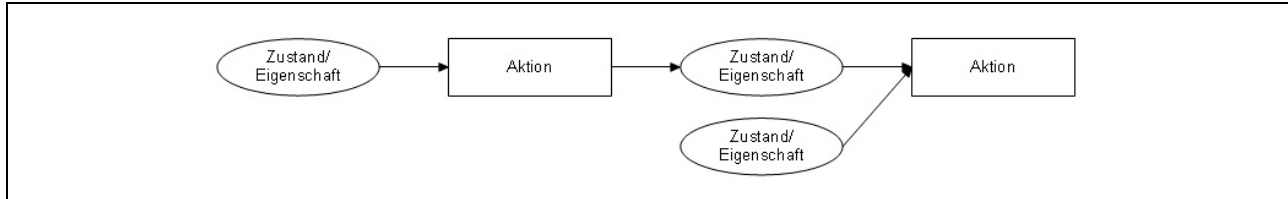


Bild 2.9: Darstellung von Aktionen und Zuständen bzw. Eigenschaften im Modell

Zustand bzw. Eigenschaft und Aktion folgen stets im Wechsel: Aus einer Aktion resultiert ein veränderter Zustand, der über eine weitere Aktion in den nächsten Zustand überführt wird. Dabei ist es möglich, dass in eine Aktion mehrere Zustände einfließen. Ist das theoretische Modell grob strukturiert, können zudem aus einer Aktion mehrere Zustände resultieren, dies sollte jedoch weitestgehend vermieden werden. Weiterhin sollte dann genau geprüft werden, ob die Aktion tatsächlich dieselbe ist oder ob parallele Aktionen vorliegen (zumal in dem quantitativen Modell die Formulierung mehrerer Funktionen – eine Funktion für jeden resultierenden Zustand – notwendig ist).

Das Modell kann stetig weiter detailliert werden, indem die einzelnen Aktionen in weitere Aktionen und Zustände unterteilt werden (siehe Bild 2.10); ein Zustand kann nicht in weitere Ablaufschritte unterteilt werden.

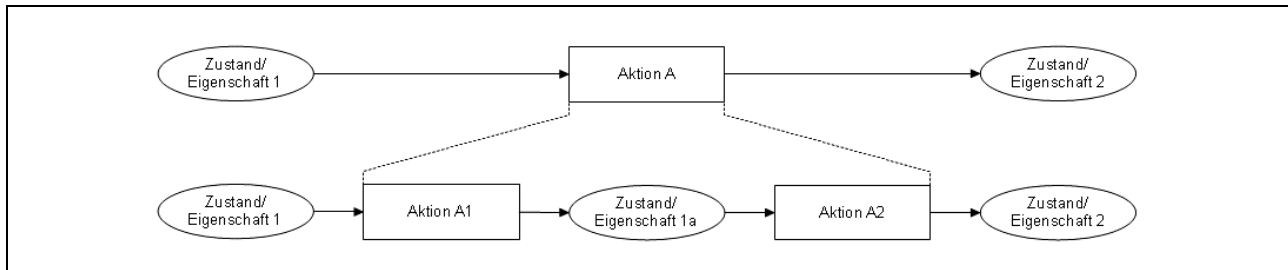


Bild 2.10: Weitere Detaillierung eines Modells durch Unterteilung einer Aktion in zwei weitere Aktionen und einen weiteren Zustand

Aus den in Kapitel 3 dargestellten Abläufen, Einflüssen und Zusammenhängen werden theoretische Teilmodelle für die einzelnen Prozesse der Herstellung der Asphaltdeckschicht entwickelt, die am Ende jedes Abschnittes abgebildet sind. In den Teilmodellen werden alle aufgezeigten Aspekte systematisch integriert und logisch dargestellt. Für die spätere Berechnung der Lebensdauer wären die Teilmodelle in dem DRAT in einem quantitativen Modell abzubilden. Dabei sind die Zustände oder Eigenschaften in Größen zu transformieren und mit zum Beispiel aus Messdaten ermittelten oder angenommenen Wahrscheinlichkeitsverteilungen zu hinterlegen. Die Aktionen sind in dem quantitativen Modell mit geeigneten Funktionen zu formulieren, mit denen ein oder mehrere Zustände in einen nachfolgenden Zustand bzw. eine oder mehrere Eigenschaften in eine nachfolgende Eigenschaft überführt werden können.

Ein Teilmodell besteht aus den anfänglichen Eigenschaften und Zuständen (Eingangsgrößen), den Vorgängen im Prozess mit einer unterschiedlichen Anzahl an Aktionen und zwischenzeitlichen Eigenschaften und Zuständen (Zwischengrößen) und schließlich den resultierenden Eigenschaften

und Zuständen (Ergebnisgrößen). Die einzelnen Teilmodelle sind über Zustände, die in dem einen Teilmodell Ergebnisgrößen und in dem nächsten Teilmodell Eingangsgrößen sein können, miteinander verbunden. Weiterhin können die Eingangsgrößen Zustände sein, die durch eine Entscheidung bestimmt worden sind, oder Umweltfaktoren sein, die nicht beeinflussbar sind.

Der Vollständigkeit halber werden – besonders bei den Teilmodellen zur Bestimmung der Oberflächeneigenschaften der Asphaltdeckschicht – auch die wesentlichen, aber von der Betrachtung ausgeschlossenen Eingangsgrößen bzw. die theoretisch weiter zu beschreibenden Teilmodelle oder Einflussbereiche aufgeführt (vgl. Abschnitte 3.1 und 3.2). Sie sind entsprechend markiert und bedürfen bei Berücksichtigung einer Detaillierung. Für eine gute Übersichtlichkeit, eine einfache Weiterentwicklung und die Umsetzung in dem Berechnungsprogramm DRAT ist es vorteilhaft, die Anzahl der Schnittstellen so gering wie möglich zu halten.

Die Schnittstellen zwischen den verschiedenen Teilmodellen, das heißt die Eingangsgrößen und die Ergebnisgrößen, werden in der grafischen Darstellung im Rahmen dieser Arbeit farblich hervorgehoben, wobei jedem erarbeiteten Teilmodell eine Farbe zugewiesen ist. Die nicht farblich hervorgehobenen Eingangsgrößen stammen aus Bereichen, die nicht mit den entwickelten Teilmodellen abgedeckt sind; da sie aber in dem Prozess zu beachten sind, werden sie in diesen einbezogen.

Im Sinne der Übersichtlichkeit wird, besonders bei einer zunehmenden Komplexität und einer zunehmenden Anzahl an Eigenschaften im fortschreitenden Herstellungsprozess und während der Nutzung, auf die strikte eindeutige Zuweisung, dass also einer Aktion auch nur ein Zustand folgt, verzichtet, sofern dies nicht für den abgebildeten Prozess von besonderer Bedeutung ist. Die dann dargestellte Aktion bildet den Überbegriff für die einzelnen damit verbundenen spezifischen Aktionen zwischen den jeweiligen einerseits einfließenden und andererseits nachfolgenden Zuständen.

Stellenweise enthalten die Teilmodelle Zustände, die zwar durch die einzelnen Aktionen in dem Teilmodell verändert werden, aber nur als Endzustand des Teilmodells bzw. des Prozesses bedeutsam sind. Ist gleichzeitig die einzelne Aktion nicht von besonderer Bedeutung für die Veränderung und beeinflusst eine zwischenzeitliche Ausprägung des Zustands keinen anderen Zustand, werden die jeweiligen Zwischenzustände ebenso im Sinne der Übersichtlichkeit der Teilmodelle nicht zusätzlich dargestellt.

Weiterhin werden zur besseren Übersichtlichkeit einige Eigenschaften verkürzt definiert, die bei genauer Betrachtung mehrere Eigenschaften umfassen. Zum Beispiel wäre „Asphaltemischgut“ im Detail unter anderen über dessen Korngrößenverteilung, Bitumengehalt, Hohlraumgehalt am Marshall-Probekörper und den Eigenschaften dieser Materialien zu beschreiben.

Der direkte Zusammenhang der Eigenschaften und Aktionen, der auch den Fortgang des Prozesses wiedergibt, wird mit durchgehenden Linien dargestellt. Verfügen jedoch Zustände aus den Teilmodellen über einen bedeutsamen Einfluss oder zusätzlich über einen direkten Einfluss auf eine spätere Aktion oder einen späteren Zustand, werden diese Zusammenhänge in verschiedener Art und Weise farblich gestrichelt eingefügt, damit dieser Zusammenhang, der eigentlich auch indirekt in der Entwicklung des Prozesses enthalten ist, nicht verloren geht. Die Einflüsse von Zuständen, die aus nicht in den Teilmodellen beschriebenen Bereichen stammen, aber für den abgebildeten Prozess entscheidend sind, werden schwarz gestrichelt gezeichnet. Die gewählte unterschiedliche Art der gestrichelten Linien dient dabei allein zur Übersichtlichkeit und einfacheren Verfolgung der Linie.

Eine unveränderliche Eigenschaft, zum Beispiel die Polierresistenz eines Gesteins, kann direkt in das Teilmodell, in dem auf sie Bezug genommen wird, als Eingangsgröße einfließen, ohne dass sie die vorherigen Teilmodelle durchlaufen muss.

Die Detaillierungstiefe der Prozesse und damit die Aufteilung in Eigenschaften und Aktionen sind unterschiedlich und wird in Abhängigkeit von der Bedeutung der einzelnen Eigenschaften und Aktionen gewählt.

In dem Modell, das im Rahmen dieser Arbeit entwickelt wird, ist (noch) nicht jede einzelne Funktion bekannt, die einen Zusammenhang zwischen den Zuständen beschreibt und die in dem DRAT abzubilden ist. Da es jedoch grundsätzlich besser ist, die nicht ausreichend bekannten oder erforschten Faktoren mit Annahmen, Schätzungen oder Erfahrungswerten in dem Modell zu integrieren und sie so zu berücksichtigen, als sie aufgrund mangelnder exakter Daten zu vernachlässigen [Bald 1991], wird auf die Möglichkeit der Formalisierung der Zusammenhänge bei der Erstellung des Modells keine Rücksicht genommen. Zur Definition der qualitativen Zusammenhänge sowie der Funktionen dienen die in dem folgenden Kapitel dargestellten Kenntnisse. Im Weiteren ist es jedoch erforderlich, diese Zusammenhänge und Funktionen sowie die gegebenenfalls darin enthaltenen Annahmen durch weitere Beobachtungen, Versuche im Labor und Untersuchungen in der Praxis zu prüfen.

3 Einflüsse bei der Herstellung und ihre Auswirkungen auf die Qualität und Nutzung der Asphaltdeckschicht

3.1 Allgemeines

Ziel der Arbeit ist es, mögliche Einflüsse bei der Herstellung einer Asphaltdeckschicht auf ihre Qualität systematisch darzustellen und unter Berücksichtigung der Nutzung ihre Auswirkungen auf die Lebensdauer herauszuarbeiten. Dazu werden im Folgenden einige Vorüberlegungen und die Vorgehensweise dargestellt. Darüber hinaus wird ein Überblick über das in den nachstehenden Abschnitten für die Erfassung und Darstellung der Zusammenhänge detailliert entwickelte Modell gegeben.

Die Zustandsänderung einer Asphaltbefestigung während der Lebensdauer erfolgt nach Schmuck, Maerschalk (1987) aufgrund oder in Abhängigkeit folgender Faktoren, die hinsichtlich ihrer Systemzugehörigkeit dem endogenen Bereich und dem exogenen Bereich zugeordnet werden können. Die Abgrenzung der endogenen und exogenen Bereiche erfolgt in Abhängigkeit von ihrem direkten Zusammenhang zu der betrachteten Größe (hier die Zustandsänderung einer Asphaltbefestigung).

- Endogener Bereich der Zustandsänderung:
 - Bauweise,
 - Bemessung,
 - Qualität der Bauausführung;
- Exogener Bereich der Zustandsänderung:
 - Klima,
 - Verkehr,
 - Trassierung,
 - Querschnitt,
 - Untergrund/Unterbau,
 - Unterhaltung,
 - Erhaltung. [Schmuck, Maerschalk 1987]

Wird diese Systematik und die Faktoren entsprechend dem Fokus der vorliegenden Arbeit auf die Qualität der Bauausführung und die Auswirkung unter Berücksichtigung der Nutzung auf die Zustandsänderung der Asphaltdeckschicht übertragen, ist der Faktor Qualität der Bauausführung mit folgenden Faktoren zu detaillieren:

- Planung und Vorbereitung der Bauausführung,
- Herstellung des Asphaltmischguts,
- Lagerung des Asphaltmischguts,
- Transport des Asphaltmischguts,
- Einbau und Verdichtung des Asphaltmischguts,
- Personal (Qualifizierung, Einsatz),
- Verfügbarkeit der Maschinenteknik.

Weiterhin sind folgende Faktoren zu ergänzen, die in den obigen Faktoren zwar indirekt enthalten, aber für die Fragestellung bedeutsam und daher einzeln zu berücksichtigen sind:

- Konzeption des Asphaltmischguts,
- Gewinnung und Aufbereitung der Rohstoffe,
- Konsolidierung der Asphaltschicht,
- Nutzung und Belastung der Asphaltdeckschicht.

Diese genannten Faktoren lassen sich ebenfalls hinsichtlich ihrer Zugehörigkeit zu dem System Asphaltdeckschicht dem endogenen Bereich und dem exogenen Bereich zuordnen. Für den Fall, dass der Faktor eine oder mehrere Eigenschaften bestimmt, die die Asphaltdeckschicht oder ihr

Verhalten charakterisieren oder direkt beeinflussen, zählt der Faktor zu dem endogenen Bereich. Faktoren, die nur indirekt die Eigenschaften der Asphaltdeckschicht beeinflussen oder verändern, sind dem exogenen Bereich zuzuordnen. Beispielsweise werden mit dem Einbau eindeutig die Asphaltdeckschicht und ihre Eigenschaften bestimmt, er zählt demnach zu dem endogenen Bereich. Das Wetter hingegen bestimmt beim Einbau nur die Rahmenbedingungen und daraus indirekt die mögliche Ausprägung der Eigenschaften des Asphalts; auch bei der Nutzung verändert die Temperatur nur über die thermoplastische Eigenschaft des Bitumens, also indirekt die Eigenschaft der Asphaltdeckschicht. Das Wetter zählt daher zum exogenen Bereich. Der exogene Bereich lässt sich weiter in „bedingt beeinflussbarer exogener Bereich“ und „nicht beeinflussbarer exogener Bereich“ danach unterscheiden, ob er aus der Nähe des Systems, das heißt durch die direkt an der Herstellung Beteiligten (Straßenbauamt und Bauunternehmen), beeinflusst werden kann. Die Trennung nach der Beeinflussbarkeit der Faktoren des exogenen Bereichs wird an folgenden Beispielen erläutert: Die Umwelt und das Wetter lassen sich während der Herstellung und Nutzung der Asphaltdeckschicht nicht verändern; es könnte zwar versucht werden, die Bauzeit in eine Zeit zu legen, in der wahrscheinlich günstigeres Wetter für den Einbau vorhanden ist, aber hier spielt dennoch der Zufall eine große Rolle. Daher zählt die Umwelt und das Wetter zu dem nicht beeinflussbaren exogenen Bereich. Die verwendeten Rohstoffe und ihre Qualität werden zwar mit der Konzeption des Asphaltmischguts festgelegt, können aber mit einem geeigneten Qualitätsmanagement im Produktionsprozess der Asphaltmischgutherstellung kontrolliert werden. Folglich gehören sie zu dem bedingt beeinflussbaren exogenen Bereich. Die Unterlage, der Untergrund und der Unterbau werden auch als bedingt beeinflussbar betrachtet, da das ausführende Unternehmen sie entweder selbst hergestellt oder deren Eignung durch entsprechende Untersuchungen vor Einbau der Asphaltdeckschicht einschätzen (und gegebenenfalls auf eine unzureichende Eignung hinweisen) kann. Aus diesen Überlegungen sind die Faktoren dem endogenen Bereich, dem bedingt beeinflussbaren exogenen Bereichen und dem nicht beeinflussbaren exogenen Bereich für das System Asphaltdeckschicht wie in Bild 3.1 dargestellt zuzuordnen.

Aus dem Blickwinkel des Straßenbauamts und seiner Einflussmöglichkeit auf die Herstellung und Qualität der Asphaltdeckschicht wurde der in der Bau-Planung beeinflussbare Bereich separat dargestellt. Die Auswirkungen der Faktoren aus diesem Bereich auf die Herstellung und die Qualität der Asphaltdeckschicht wird mit den gestrichelten Linien gekennzeichnet.

Eine besondere Bedeutung, nämlich als Schnittstelle zwischen Straßenbauamt und Bauunternehmen, besitzt die Konzeption des Asphaltmischguts. Mit der Wahl von Asphaltmischgutart und -sorte gibt das Straßenbauamt dieses grundsätzlich vor, aber mit dem Eignungsnachweis hat der Bauunternehmen die Eignung seines Asphaltmischguts für den vorgesehenen Verwendungszweck zu bestätigen.

Die in Bild 3.1 blau hinterlegten Bereiche werden für die Aufgabenstellung dieser Arbeit als wesentlich erachtet und daher in den folgenden Abschnitten dieses Kapitels (siehe Abschnitt 3.3 bis 3.7) weiter analysiert und in den Teilmodellen detailliert. Aus den schraffierten Bereichen werden nur einige Aspekte berücksichtigt, und zwar sofern sie einen wesentlichen Einfluss auf den betrachteten Bereich ausüben. Die nicht hinterlegten Bereiche werden im Rahmen dieser Arbeit nicht mit Daten und Untersuchungen hinterlegt, sondern es werden für sie bestimmte Annahmen getroffen (siehe Abschnitt 3.2). Bei einer zukünftigen, weiteren Verwendung bzw. Weiterentwicklung des Modells sollten sie aber in dem Modell detailliert Eingang finden.

Die Nutzungsphase wird aus Gründen der Praktikabilität und der vorhandenen Forschungen bzw. Forschungsergebnisse mit Teilmodellen für die Zustandsgrößen Spurrinnentiefe, Allgemeine Unebenheiten, Risse und Griffigkeit abgebildet. Dabei wird unter Berücksichtigung der bereits in den vorherigen Abschnitten gegebenen Hinweise die Entwicklung bzw. die Zustandsänderung dieser Größen abgebildet. Die Lebensdauer der Asphaltdeckschicht wäre dann anhand der Zustandsgrößen zu einem bestimmten Zeitpunkt und des Bewertungssystems der ZEB zu ermitteln.

Schichten resultieren. In einer Weiterentwicklung und umfassenderen Formulierung des Modells muss dies jedoch Berücksichtigung finden.

Gleichmaßen wird angenommen, dass das konzipierte **Asphaltmischgut** der Asphaltdeckschicht für den vorgesehenen Zweck und die vorgegebene Belastung geeignet ist. Frühzeitige Schäden resultieren daher allein aus Fehlern von der Herstellung bis zum Einbau und eine (überdurchschnittlich) lange Lebensdauer ist auf eine sehr gute Qualität und Ausführung der Asphaltschicht zurückzuführen.

Die Einflüsse der (vorgesehenen) Maßnahmen und Durchführung des **Qualitätsmanagements** bei den verschiedenen Prozessen (siehe für die Asphaltherstellung allgemein z. B. [Jost 2009]) werden nicht separat abgebildet; sie finden bei der quantitativen Modellierung über die mögliche Ausprägung der Zustände indirekt Eingang.

Das Modell wird für aufgrund der überwiegenden Anwendung von **Walzasphalt** im Straßenbau für ebendiesen konzipiert. Daher eignet es sich allgemein für die Asphaltarten Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Offenporiger Asphalt. Aus dieser Festlegung folgen zum einen bestimmte Prozesse und zum anderen bestimmte Zusammenhängen zwischen den Prozessen und verschiedenen Größen in den Prozessen. Die Bauweise ist bei der Formulierung des Modells zunächst nebensächlich. Bei der Umsetzung des Modells ist die Bauweise (konventionelle Asphaltdeckschicht, Dünne Asphaltdeckschicht in Heißbauweise, Kompaktasphaltbauweise) als gegeben zu betrachten und führt dann zu entsprechend unterschiedlich definierten Eingangsgrößen oder zu Einschränkungen bei den Zusammenhängen oder möglichen Ausprägungen. Sollen später mit der Anwendung des Modells unterschiedliche Bauweisen oder Asphaltarten/-sorten miteinander verglichen werden, muss das Modell für die verschiedenen Betrachtungen angepasst und durchlaufen werden, bevor dann die Ergebnisse der verschiedenen Modell-Durchläufe ausgewertet und einander gegenüber gestellt werden können.

Sollen andere Asphalte (zum Beispiel Gussasphalt und Kaltbauweisen) betrachtet werden, ist das Modell in seinen einzelnen Prozessen und Zusammenhängen auf die unterschiedlichen Gegebenheiten und Wirkungsmechanismen anzupassen.

Aus der Theorie und auch aus verschiedenen Beobachtungen im Labor und der Praxis ist bekannt, dass sich einige Eigenschaften des Asphalts zunächst über einige Stunden bis hin zu Wochen oder Monaten konsolidieren (zum Beispiel wird die Asphaltbefestigung gegebenenfalls nachverdichtet und die Gesteinskörner werden leicht umgelagert und weiter verspannt), bevor dann in der Beharrungsphase für gewöhnlich die überwiegende Zeit der Nutzung die Eigenschaft vollständig vorhanden ist und konstant bleibt oder sich nur minimal verändert. Bei temperaturabhängigen Eigenschaften, wie der Tragfähigkeit, kann in der Beharrungsphase das Maß allerdings über die Jahreszeiten oder auch im Tagesverlauf schwanken. Nach der Konsolidierungsphase können zum Teil bessere Eigenschaften der Asphaltschicht festgestellt werden als direkt nach der Herstellung. Dies gilt insbesondere für die Eigenschaften der Asphaltbefestigung, die in Zusammenhang mit dem elastischen und plastischen Verhalten des Asphalts stehen (zum Beispiel der Tragfähigkeit oder der Verformungswiderstand bei Wärme). Treten in der Konsolidierungsphase übermäßige Lasten auf oder werden bestimmte Grenzen nicht eingehalten, können einige Eigenschaften überproportional gestört werden und in der Folge frühzeitig Schäden an der Asphaltdeckschicht auftreten bzw. deutliche Abnahmen der möglichen Lebensdauer resultieren. Beispielsweise sollte eine Asphaltschicht 24 Stunden, mindestens aber über Nacht abkühlen, bevor sie für den Verkehr frei gegeben werden darf. Wird die Asphaltschicht zu früh belastet und ist das Bitumen noch zu weich, weist die Asphaltschicht noch keinen ausreichenden Verformungswiderstand auf und infolge der Belastung könnten übermäßig Spurrinnen entstehen. In der Ermüdungsphase tritt schließlich aus der Vielzahl der Belastungen aus Verkehr, Wetter und Witterung zunehmend die Ermüdung ein. Die Ausprägungen einer Eigenschaft, die sich auf die Ermüdung zurückführen lassen, sind meist zunächst nur gering und teilweise von außen nicht oder nur schwer erkennbar, summieren sich aber sukzessiv, bis sie schließlich in offensichtlichen Schäden resultieren. ([Wolf, Schickl 1998], [von Becker 1982])

In dem Modell wird die **Konsolidierungsphase** nicht integriert, obgleich das Maß und die Bedingungen, unter denen die Belastung in der Konsolidierungsphase auf die Asphaltbefestigung wirkt, den weiteren Verlauf der Eigenschaften deutlich bestimmen kann. So werden beispielsweise die zum Teil sehr alten, aber noch in einem guten Zustand sich befindenden Asphaltbefestigungen in dem allmählichen Anstieg der Verkehrsbelastung begründet. Für die Modellformulierung wird angenommen, dass die bekannten Anforderungen eingehalten werden und die mit der Herstellung bedingten Eigenschaften der Asphaltdeckschicht nicht deutlich durch die Konsolidierungsphase verändert werden. Zudem liegt zu wenig bzw. keine Erfahrung darüber vor, wie sich die Eigenschaften während der Nutzung im Vergleich entwickeln, wenn die Belastungen in der Konsolidierungsphase verschieden waren. Im Grundsatz stellt die Risikoanalyse aber eine geeignete Methode (vgl. Abschnitt 2.3) dar, um dieses zu berücksichtigen.

Maßnahmen der Instandhaltung und der betrieblichen Unterhaltung, die im begrenzten Maß die Zustandsänderung während der Nutzung beeinflussen und auch die Verlängerung der Lebensdauer herbeiführen können, werden nicht berücksichtigt. Es wird angenommen, dass notwendige Maßnahmen (zum Beispiel Ausbessern von Schlaglöchern mit Asphaltmischgut) durchgeführt werden, aber nicht zu einem deutlich abweichenden Verhalten der Asphaltdeckschicht führen.

Die Lebensdauer ist aufbauend auf der im Rahmen der Nutzung abgebildeten Entwicklung der Zustandswerte zu bestimmen; dieser Schritt zählt daher nicht direkt zu dem Modell des Systems Asphaltdeckschicht. Das Ende der Lebensdauer würde dabei nach dem Bewertungssystem der ZEB dem Zeitpunkt entsprechen, wenn der Gesamtwert oder der Zustandswert eines Zustandsmerkmals den Schwellenwert erreicht. Je nach dem welche Maßnahme zu diesem Zeitpunkt oder bei Schäden an der Asphaltdeckschicht durchgeführt wird, kann dieser Zeitpunkt dem Ende der technischen Lebensdauer der Asphaltdeckschicht gleichen (wenn die Asphaltdeckschicht ersetzt wird) oder dem Ende der tatsächlichen Lebensdauer der Asphaltdeckschicht (wenn nur ein Teil der Asphaltdeckschicht abgefräst und der Rest zum Beispiel mit einer Dünnen Schicht überbaut wird).

Die folgende Darstellung der Zusammenhänge und Einflüsse aus der Herstellung auf die Nutzung und Lebensdauer der Asphaltdeckschicht basiert auf einer sehr intensiven und umfassenden nationalen und internationalen Literaturrecherche. Die Informationen dienen zum einen zur ausreichend genauen Formulierung des Modells, zum anderen können sie – falls erforderlich – für Annahmen bei der Umsetzung des Modells in das Darmstädter-Risiko-Analyse-Tool (DRAT) genutzt werden. Trotz der umfassenden Literaturrecherche wird aufgrund der hohen Komplexität des Systems nicht der Anspruch auf Vollständigkeit (besonders hinsichtlich der Details) erhoben.

3.3 Konzeption des Asphaltmischguts

3.3.1 Allgemeine Grundlagen

Die Asphaltkonzeption beschreibt die Festlegung der Zusammensetzung des Asphaltmischguts hinsichtlich der Qualität (Wahl der einzelnen Baustoffe/Materialien für das Asphaltmischgut) und der Quantität (Anteile der einzelnen Komponenten in dem Asphaltmischgut) der Materialien. Ziel sollte dabei sein, das für einen bestimmten Zweck am besten geeignete Asphaltmischgut zu konzipieren. Obgleich eine bereits bestimmte Zusammensetzung auch für andere Baumaßnahmen verwendet werden kann, ist der Blick auf den vorgesehenen Verwendungszweck und der Abgleich unter Berücksichtigung der baustellenspezifischen Gegebenheiten für die Eignung des Asphalts und schließlich die Qualität der Bauausführung entscheidend. Über die materialspezifischen Festlegungen und Prüfungen hinaus, sollte dabei auch die Handhabung und die Prozesssicherheit des Asphaltmischguts bei dessen Herstellung und Einbau beachtet werden [Arand, Renken 1980].

Mit der Wahl der Sorte, Art und Menge des Bitumens, der Gesteinskörnungen und gegebenenfalls der Zusätze sowie mit der Wahl der Korngrößenverteilung werden durch die Asphaltkonzeption wesentliche, aus der Zusammensetzung resultierende Eigenschaften des Asphaltmischguts und der entsprechenden Schicht festgelegt. Tabelle 3.1 gibt einen ersten Überblick über die Zusammenhänge

zwischen den Eigenschaften der Materialien sowie ihrer Zusammensetzung und den Auswirkungen auf den Asphalt.

Merkmal	Variation des Asphaltmischguts	Auswirkung auf den Asphalt
Korngrößenverteilung	„mehr“ kleinere Körnung	<ul style="list-style-type: none"> • Einzelhohlraum klein • Gesamthohlraum groß • kohäsionsbetontes Asphaltmischgut • empfindlich gegenüber Bitumenschwankung
	Korngrößenverteilung nach Fuller	<ul style="list-style-type: none"> • Einzelhohlraum klein • Gesamthohlraum groß • insgesamt dichte Asphaltmischung
	„mehr“ größere Körnung bis hin zu Ausfallkörnung	<ul style="list-style-type: none"> • Einzelhohlraum groß bis sehr groß (Ausfallkörnung) • Gesamthohlraum groß • geringere Empfindlichkeit gegenüber Bitumenschwankung
Sandart	Natursand	<ul style="list-style-type: none"> • gute Verdichtungswilligkeit • geringer Bitumenbedarf
	Brechsand	<ul style="list-style-type: none"> • geringe Verdichtungswilligkeit • erhöhter Bitumenbedarf • erhöhte innere Reibung
Kornform	kubisch	<ul style="list-style-type: none"> • hohe Lagerungsdichte • geringes Hohlraumangebot
	im Grenzbereich	<ul style="list-style-type: none"> • geringe Lagerungsdichte • größeres Hohlraumangebot
Füller	schwacher Füller	<ul style="list-style-type: none"> • geringe Versteifung, weicher Mörtel • gute Verdichtungswilligkeit
	starker Füller	<ul style="list-style-type: none"> • hohe Versteifung, steifer Mörtel • schlechtere Verdichtungswilligkeit • höherer Bitumenbedarf
Bitumen	Menge	<ul style="list-style-type: none"> • Lagerungsdichte des Gesteinskörnungsgemischs • Steifigkeit/mechanische Eigenschaften des Asphalts • Verdichtungswilligkeit
	Sorte	<ul style="list-style-type: none"> • Mörtelsteifigkeit • Steifigkeit des Asphalts • Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein

Tabelle 3.1: Auswirkungen von Variationen in der Asphaltmischgutzusammensetzung auf den Asphalt (nach [Hutschenreuther, Wörner 1998], [EAPA 2007])

Beispielsweise kann mit der Wahl der Bitumenmenge und der Art und Menge des Füllers die Steifigkeit des Mörtels gelenkt werden. Asphaltmischgut, das gemäß Konzeption eine hohe Steifigkeit und somit tendenziell eine höhere Verformungsbeständigkeit aufweist, ist gleichzeitig schwieriger einzubauen und zu verdichten [Arand, Renken 1980]. Mit der Korngrößenverteilung und der Kornform, als weiteres Beispiel, kann Einfluss auf die mögliche Größe des Einzelhohlraums und den gesamten Hohlraumgehalt, die mögliche Lagerungsdichte sowie die Empfindlichkeit gegenüber Bitumenschwankungen genommen werden.

Obwohl mit der Konzeption des Asphalts die wesentlichen Eigenschaften des Asphaltmischguts und der Asphaltsschicht grundsätzlich vorbestimmt werden, können sie zum Teil noch durch weitere Schritte in der Herstellung der Asphaltdeckschicht verändert werden. Daher werden die jeweiligen Merkmale und die Auswirkung ihrer Variation auf die verschiedenen Eigenschaften des

Asphaltmischguts, die Qualität der Asphaltdeckschicht und später die Entwicklung der Zustandsmerkmale im Rahmen der Nutzung erst zu den Zeitpunkten dargestellt, zu denen sie im Herstellungsprozess endgültig festgelegt werden. Die Eigenschaften des Asphalts, die primär mit der Wahl der Materialien bestimmt werden, sind in dem folgenden Abschnitt erläutert.

3.3.2 Eigenschaften der Materialien

Bitumen

Die Wahl der Bitumenart (Polymermodifiziertes Bitumen oder Straßenbaubitumen) und der Bitumensorte stellt eine bedeutsame Entscheidung für die grundsätzlich möglichen Eigenschaften des Asphalts in der Nutzungsphase (besonders Verformungswiderstand bei Wärme, Widerstand gegen Rissbildung) dar. Die Steifigkeit des Mörtels und somit des Asphalts kann allerdings noch durch die Eigenschaften der Gesteinskörnung und des Füllers verändert werden.

Für den Herstellungsprozess bedeutet die Wahl eines härteren Bitumens die Erhöhung der Misch- und Einbautemperatur und eine stärkere Abhängigkeit der verfügbaren Zeitspanne zur Verdichtung von den Wetterbedingungen beim Einbau [Utterodt, Egervari 2008]. Die Auswirkung der Bitumenhärte auf die Tragfähigkeit und Lebensdauer der Asphalttschicht ist unter Berücksichtigung der Verkehrsbelastung, der wetter- und witterungsbedingten Belastung sowie der geografischen Lage zu beurteilen (vgl. [Arand, Lorenzl 1995]).

Mit der Härte des verwendeten Bitumens wird die Steifigkeit des Asphalts beeinflusst, wodurch die Verformungsbeständigkeit (gemessen an der Bildung von Spurrinnen) bei zunehmender Bitumen-Härte steigt [Beckedahl, Neutag, Sivapatham 2008]. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass nicht allein die Härte des Bitumens die Steifigkeit des Asphaltes bestimmt, einen weiteren wesentlichen Einfluss besitzt der Füller mit seinen versteifenden Eigenschaften (siehe unten).

Die Eigenschaften des Bitumens ändern sich infolge seiner Alterung (hierzu im Folgenden [Neumann 1995], [Zenke 1975], [Arand 1982], [Richter 1989], [Renken, Hagner, Feßer 2001]). Im Asphaltstraßenbau haben die oxidative Alterung und die Strukturalterung die größte Bedeutung. Die oxidative Alterung führt über chemische Prozesse zu einer Veränderung des Volumenverhältnisses zwischen Asphaltenen und Maltenen und so zu einem (relativ) Asphalten-reicheren und damit härteren Bitumen. Über chemische Prozesse werden Verbindungen, die zu der Maltene zählen aufgespalten und gebrochen, sodass zusätzlich Asphaltene entstehen. Die oxidative Alterung kann nur an der Bitumenoberfläche stattfinden, wo Luftsauerstoff und Sonnenlicht (UV-Strahlung) vorhanden sind; fehlt eine dieser beiden Komponenten kann keine oxidative Alterung stattfinden. Bei der Strukturalterung findet eine Strukturierung oder Verkettung der Asphaltene statt, das heißt die Asphaltene bilden größere Aggregate. Dadurch wird gleichzeitig die spezifische Oberfläche der Asphaltene im Bitumen reduziert. Mit der Strukturierung wird das Bitumen fester und weniger plastisch. Die Elastizität des Bitumens steigt zunächst an, sinkt aber mit fortschreitender Strukturalterung. In der Folge wird das Bitumen spröde.

Eine weitere Alterung ist die thermisch-destillative Alterung (auch Verdunstungsalterung genannt), die vorwiegend bei dem Mischen des Asphaltmischguts eintritt und den größten Anteil der Verhärtung im gesamten Herstellungsprozess darstellt. Dabei verhärtet das Bitumen über physikalische Prozesse, in denen leichtflüchtige Ölanteile des Bitumens abdampfen. Das Abdampfen der leichtflüchtigen Ölanteile ist umso höher zum einen je weicher die Bitumensorte und zum anderen je höher die Temperatur ist. Ist Sauerstoff in der Umgebung vorhanden, wird die destillative Alterung häufig von den Effekten der oxidativen Alterung überlagert.

Während des Herstellungsprozesses kann das Maß der Verhärtung für eine Bitumensorte deutlich je nach Hersteller oder Herkunft des Rohöls variieren. Weiterhin ist das Maß der Alterung im Herstellungsprozess abhängig von der Größe der Oberfläche des Bitumens, der Bitumenfilmdicke, der Verweilzeit im Mischer, und, wie bereits genannt, der Bitumensorte, der Temperatur sowie dem Vorhandensein von Luftsauerstoff. Bei Verwendung von weichen Bitumensorten in relativ hohlraumreichen und bitumenarmen Asphaltmischungen, die also über eine große Oberfläche des

Bitumens, eine geringe Bitumenfilmdicke und eine bessere Zutrittsmöglichkeit des Luftsauerstoffs verfügen, ist die Alterung am höchsten. Dies belegen auch folgende Untersuchungsergebnisse, die sich auf die Differenz des Erweichungspunktes Ring und Kugel am eingebauten Asphaltmischgut und bei Anlieferung des Bitumens an dem Asphaltmischwerk beziehen: An Proben aus Asphaltbeton 0/11 mit Straßenbaubitumen wurden Anstiege des Erweichungspunktes Ring und Kugel von im Mittel 4,0 K und zum Vergleich an Proben aus Asphaltbinder 0/16 rund 5,2 bis 5,6 K und bei extrem hohlraumreichen Asphaltmischungen (zum Beispiel Dränasphalt und Asphaltbinder 0/22) um 8 K ermittelt [Richter 1989]. In einer weiteren Untersuchung mit Polymermodifiziertem Bitumen lag der Anstieg des Erweichungspunktes Ring und Kugel in einer ähnlichen Größenordnung, allerdings war die Abhängigkeit von dem Hohlraumgehalt nicht derart deutlich: An Proben aus Splittmastixasphalt 0/11 S lag der Anstieg des Erweichungspunktes Ring und Kugel zwischen 5 und 10 K, an Proben aus Asphaltbinder 0/22 S zwischen 5 und 12 K [Renken, Hagner, Feßer 2001].

Die Kohäsion des Bitumens beeinflusst die Festigkeit des Asphalts, welche aber gleichzeitig eine gute Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein fordert. Die Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein wird durch Feuchtigkeit gestört und ist beim Bitumen von dessen Oberflächenspannung und dessen Viskosität abhängig. Eine abnehmende Oberflächenspannung führt zu einer zunehmenden Benetzungsfähigkeit des Bitumens, wodurch die Affinität zum Gestein steigt. Mit einer höheren Viskosität des Bitumens steigt sein Widerstand gegen Verdrängung vom Gestein durch das Wasser. Sinkt die Viskosität durch Temperaturerhöhung, sinkt auch die Oberflächenspannung. Die Herkunft und Zusammensetzung des Bitumens beeinflusst ebenfalls sein Adhäsionsvermögen. Es zeigte sich, dass das Adhäsionsvermögen des Bitumens zunimmt, wenn der Anteil der Aromate an den Maltenen steigt und der Anteil der Paraffine (Alkene) an den Maltenen sinkt. ([Raudenbusch 1970], [Renken 2003], [Sander 2007], [Martin, Cooley, Hainin 2003])

Bei Polymermodifiziertem Bitumen ist gegenüber dem Straßenbaubitumen die Plastizitätsspanne durch die Zugabe der Polymere vergrößert. Daher ist die Temperaturempfindlichkeit im Gebrauchszustand geringer und die Auswirkung der Alterung reduziert. Ferner weist Polymermodifiziertes Bitumen gegenüber normalem Straßenbaubitumen eine verbesserte Festigkeit, Viskosität, Elastizität und Adhäsion auf. Asphaltmischungen, die mit Polymermodifiziertem Bitumen hergestellt werden, verfügen daher über einen höheren Verformungswiderstand bei Wärme und einen höheren Widerstand gegen Rissbildung bei Kälte, eine bessere Ermüdungsbeständigkeit und aufgrund der guten Adhäsionseigenschaften über ein besseres Splitt-Haltevermögen, wie beispielsweise folgende Untersuchungsergebnisse zeigen. ([Schneider 1992], [Beckedahl, Neutag, Sivapatham 2008]) Die Scherkräfte, die ein mit Polymermodifiziertem Bitumen hergestellter Asphaltbeton in einem triaxialen Scherversuch aufnehmen kann, betragen etwa den 2,5-fachen Wert (bei vollem Schichtenverbund) bis zum 6-fachen Wert (ohne Schichtenverbund) der Scherkräfte, die an Proben mit nicht modifiziertem Asphaltbeton gemessen wurden. Weiterhin konnten am Polymermodifizierten Asphaltbeton bei tiefen Temperaturen höhere Zugfestigkeitsreserven zur Aufnahme der Verkehrsbelastung festgestellt werden als bei nicht modifiziertem Asphaltbeton. [Schneider 1992] Bei Untersuchungen an Asphaltbefestigungen mit Polymermodifiziertem Bitumen in den USA zeigten sich weitaus weniger Ermüdungsrisse und thermische Risse sowie deutlich geringere Spurrinnentiefen als an vergleichbaren Asphaltbefestigungen mit nicht modifiziertem Bitumen. [Glanzmann 2005] Folglich kann die Lebensdauer des Asphalts durch die Verwendung von Polymermodifiziertem Bitumen verlängert werden.

Zusätze

Der Einsatz von Zusätzen wird in dem hier entwickelten Modell nicht separat berücksichtigt: Zum einen existieren hinsichtlich der Auswirkung der Zusätze auf die Lebensdauer nur für einzelne Arten und Sorten der Zusätze ausreichend Erfahrung und umfassende Untersuchungen und zum anderen liegt der Fokus der Arbeit auf der Herstellung und dem Einbau von Asphalt und hierbei entstehenden Inhomogenitäten liegt, weniger auf der derart speziellen Konzeption des Asphaltmischguts.

Feine und grobe Gesteinskörnung

Mit der Wahl des Gesteins für die Asphaltdeckschicht wird über deren Polierresistenz (gemessen mit dem PSV) ein wesentlicher Teil der Griffigkeit der Asphaltdeckschicht (siehe Abschnitt 3.7.4) festgelegt. Nach verschiedenen Theorien und Untersuchungen beeinflusst insbesondere der Anteil und die Polierresistenz des Sandes und des Feinsplitts (das heißt der Gesteinskörnung mit einem Korndurchmesser bis etwa 5 mm) die Griffigkeit der Asphaltdeckschicht. Mit sinkendem Anteil der feinen Gesteinskörnung und des Feinsplitts erlangt die Polierresistenz der groben Gesteinskörnung an Bedeutung. Weiterhin wird die Griffigkeit von der Abriebfestigkeit der Gesteinskörner und ihrer Homogenität in der mineralogischen Zusammensetzung geprägt. Zu der Zusammensetzung zählen der Mineralbestand, die Verteilung der polierresistenten Minerale im Gefüge (insbesondere der Minerale mit einer Größe von 0,01 bis 1 mm) und das beim Poliervorgang entstehende Mineral-Relief. ([Gauer 2000], [Löffler, Stammnitz, von Rymon Lipinski 2003], [Lehné 2007])

Mit der gezielten fraktionsweisen Mischung unterschiedlich polierresistenter und selbstaufrauender Gesteinskörnungen kann die Griffigkeit der Asphaltdeckschicht langfristig beeinflusst werden. Eine kleinere Korngröße begünstigt tendenziell die Griffigkeit, da mit einer kleineren Korngröße der Anteil der Kanten und Kantenschärfe gegenüber der Gesteinsoberfläche und ihrer Rauheit relativ steigt. ([Stammnitz, Löffler, von Rymon Lipinski 2005], [M BgA 2004])

Die Oberfläche bzw. Bruchflächigkeit der Gesteine und ihre Kantenfestigkeit beeinflusst die innere Reibung des Asphaltmischguts. Die Verwendung von vollständig gebrochenen und kantenfesten Gesteinskörnungen in Asphaltmischgut kann dessen Einbau und Verdichtung erschweren. Wird jedoch derartiges Asphaltmischgut gut verdichtet, entsteht gleichzeitig ein stark verspanntes Korngerüst, das ebenfalls eine hohe innere Reibung aufweist, sodass die Asphaltschicht dann über eine hohe Verformungsresistenz verfügt. Die Bruchflächigkeit besitzt, nach der Korngrößenverteilung, einen bedeutsamen Einfluss auf das Gebrauchsverhalten des Asphalts [Bellin 1997].

Die Helligkeit der Asphaltschicht wird ebenfalls mit der Wahl der Gesteinskörnung bestimmt. Bei der Asphaltdeckschicht ist dies von besonderem Interesse (vgl. Abschnitt 2.2.1) und kann gegebenenfalls durch die Zugabe von aufhellender Gesteinskörnung in das Asphaltmischgut verstärkt werden. Obwohl die Helligkeit der Fahrbahnoberfläche eine geforderte Eigenschaft darstellen kann, wird dieser Aspekt in dem hier entwickelten Modell nicht ausgeführt, weil sie durch den Herstellungsprozess und während der Nutzungsphase nicht oder nur marginal beeinflusst und bei der Zustandserfassung und -bewertung nicht berücksichtigt wird.

Die Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein ist seitens des Gesteins abhängig von dessen mineralogischer und chemischer Zusammensetzung, Porosität und Oberflächenrauigkeit. Aus der mineralogischen Zusammensetzung ergibt sich die Oberflächenladung der Gesteine, die durch die Flüssigkeit mit entgegengesetzter Ladung ausgeglichen werden muss. Die Chemie der Minerale bewirkt ihre einzelnen Hafteigenschaften, woraus entsprechend der Zusammensetzung im Gestein dessen Hafteigenschaft resultiert. Bei einem relativ sauren Gestein, das heißt ein Gestein, das viel SiO_2 (Quarz) enthält, ist die Adhäsion tendenziell geringer als bei einem basischen Gestein, das hauptsächlich aus CaCO_3 (Calcium-Carbonat) besteht. Über die Säure des Gesteins wird gleichzeitig eine Aussage über seine Affinität zu Wasser und somit über das Potential zur Schädigung des Asphalts bei Wassereinwirkung getroffen: Saure Gesteine gelten als hydrophil (verbinden sich also vorzugsweise mit Wasser) und basische Gesteine eher als hydrophob. Demnach wären Schäden durch Wassereinwirkung primär bei sauren Gesteinen zu erwarten, allerdings bestätigt sich der Zusammenhang nicht stets im Detail. Weist ein Gestein ein poröses Gefüge auf, kann sich das Bitumen besser in dem Gesteinskorn „verankern“, sodass mit einer höheren Porosität das Maß der Verbindung zwischen Gestein und Bitumen stärker ist. Eine größere Oberflächenrauigkeit des Gesteins bedingt eine real größere Oberfläche. Somit ist die Kontaktfläche größer und bei Belastung die Zugspannung an der größeren Kontaktfläche geringer. ([Raudenbusch 1970], [Renken 2003]) Die Adhäsionseigenschaft des Gesteins wird mit der Wahl des Gesteins im Rahmen der Asphaltkonzeption festgelegt. In dem Herstellungsprozess können allerdings die Verschmutzung des Gesteins oder in dem Gestein vorhandene Feuchtigkeit (vgl. hierzu Abschnitt 3.4.2) die Adhäsion beeinträchtigen.

Füller

Der Füller, der für die Asphaltmischung verwendet wird, kann die Eigenschaft und hier insbesondere die Steifigkeit des Mörtels deutlich beeinflussen. Erklärt wird dies einerseits mit physikalisch-chemischen Wechselwirkungen zwischen dem Füller und dem Bitumen und andererseits mit den Hohlräumen des Füllers, die mindestens bei dichtester Lagerung vorhanden sind und in denen ein entsprechender Anteil des Bitumens als „Verlust“ gebunden wird. Als grobe Faustregel und unabhängig von der Gesteinsart des Füllers gilt, dass (bei einem Bitumen-Füller-Gemisch im Verhältnis 1:2) die Zunahme des Hohlraumgehalts nach Rigden um 1 V-% eine Erhöhung des Erweichungspunktes Ring und Kugel um 1 °C bewirkt. (Für Erläuterungen siehe zum Beispiel [Shashidhar, Romero 1998], [Anderson, Goetz 1973], [Schellenberg, Flury 1972], [Ewers, Heukelom 1964])

Weiterhin beeinflussen die durchschnittliche Korngröße, die Korngrößenverteilung, die Kornform, das Vorhandensein von Zusammenballungen, das Maß der Verteilung des Füllers in dem Bitumen und die Eigenschaften der Grenzfläche zwischen Bitumen und Füller die versteifende Wirkung des Füllers. Hinsichtlich der Korngröße haben insbesondere die Körner kleiner 10 µm einen Einfluss, mit steigendem Anteil sinkt die versteifende Eigenschaft des Füllers. Die Eigenschaften an der Grenzfläche zwischen Bitumen und Füller variieren stark je nach verwendetem Bitumen. Zusammenballungen zeigen sich in einer höheren maximalen Lagerungsdichte des Füllers im Bitumen und führen zu einer Verringerung der versteifenden Eigenschaften. [Shashidhar, Romero 1998]

Mit der Versteifung des Mörtels wird gleichzeitig die Verformbarkeit des Asphalts verändert, was sich auf dessen Verdichtungswilligkeit und Gebrauchsverhalten auswirkt. Der Zusammenhang zwischen versteifender Eigenschaft des Füllers und Veränderung bestimmter Gebrauchseigenschaften des Asphalts konnte bisher nur ansatzweise und selten nachgewiesen werden, was auf die zahlreichen Größen des Füllers zurückzuführen ist, die sich zudem teilweise gegenseitig beeinflussen. [Shashidhar, Romero 1998] Beispielsweise konnte bei einer Biegezug-Prüfung ein Zusammenhang zwischen versteifender Wirkung des Füllers und der Steifigkeit des Asphalts nachgewiesen werden: Füller, die eine hohe versteifende Eigenschaft besitzen, führten (bei gleicher Verdichtung und gleicher Füllermenge) zu einer geringeren Durchbiegung der Asphaltprobe, das heißt auch der Asphalt ist dann steifer bzw. verformungsbeständiger. Allerdings kann dieses Ergebnis durch weitere Eigenschaften des Füllers beeinflusst sein, zum Beispiel eine verbesserte Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein, wie Kalksteinmehl sie bewirkt. [Schellenberg 1975]

Mit der Erhöhung der Füllermenge bis zu einer bestimmten Grenze steigt die Stabilität des Asphaltmischguts (gemessen an der Marshall-Stabilität). Oberhalb dieser Grenze bleibt die Marshall-Stabilität konstant, aber der Marshall-Fließwert steigt weiter deutlich an: Der Asphalt wird weicher. Dies wurde in Untersuchungen nachgewiesen und deckt sich mit den Erfahrungen aus der Praxis. In einer Untersuchung an Mischungen aus Asphaltbeton 0/8 wurde die Grenze mit 10 M.-% Füller ermittelt. [Schellenberg, Flury 1972]

Ein Einfluss auf die Griffigkeit wurde für den Füller noch nicht nachgewiesen; falls aber sein Anteil relativ hoch ist, steigt durch die Erhöhung des Mörtelvolumens die Gefahr der Bitumen- bzw. Mörtelanreicherung und so einer reduzierten Griffigkeit. [M BgA 2004]

3.3.3 Mit der Asphaltkonzeption festgelegte Eingangsgrößen für das Modell

Der Einfluss der Konzeption des Asphaltmischguts wird für das zu erstellende Modell nicht als Teilmodell dargestellt; stattdessen werden die mit der Konzeption festgelegten Eigenschaften als Eingangsgrößen in dem entsprechenden Teilmodell, überwiegend dem Teilmodell Herstellung des Asphaltmischguts, abgebildet. Zu diesen Eigenschaften zählen unter anderem Folgende, wobei einige der Eigenschaften durch die Toleranzen im Herstellungsprozess und durch bestimmte Vorgänge beim Transport und beim Einbau verändert werden können; sie sind mit einem Stern (*) gekennzeichnet:

- Gesteinskörnung
 - mineralogische Zusammensetzung,
 - Polierresistenz,
 - Adhäsionseigenschaften,
 - Kantenfestigkeit,
 - Abriebfestigkeit,
 - Porosität,
 - Gesteinsart des Füllers,
 - versteifende Eigenschaft des Füllers,
 - (Helligkeit);
- Bitumen
 - Art des Bitumens (Straßenbaubitumen oder Polymermodifiziertes Bitumen),
 - Sorte des Bitumens (Härte),
 - Adhäsionseigenschaften;
- Asphaltmischgut
 - Korngrößenverteilung*,
 - Bitumengehalt*,
 - Hohlraumgehalt*.

Werden in dem Asphaltmischgut Gesteine oder Füller verwendet, die aufgrund ihrer Zusammensetzung zur Quellung neigen, kann dies zu einer Abnahme der Steifigkeit der Asphaltdeckschicht [Schellenberg 1975] und bei Quellung zur frühzeitigen Schädigung führen. Da die Verwendung von quellfähigen Gesteinen und Füllern in der Asphaltdeckschichten untersagt ist [TL Gestein-StB 04/07], wird diese Problematik in dem Modell nicht betrachtet.

3.4 Herstellung und Lagerung des Asphaltmischguts

3.4.1 Allgemeine Grundlagen

Das Asphaltmischgut ist im Asphaltmischwerk entsprechend der festgelegten Rezeptur herzustellen. Die grundsätzliche Kenntnis der Abläufe in dem Herstellungsprozess von der Anlieferung der Materialien am Asphaltmischwerk bis zur Lagerung des gemischten Asphaltmischguts in den Silos wird bei den folgenden Erläuterungen vorausgesetzt (bei Bedarf geben zum Beispiel [Hutschenreuther, Wörner 1998], [Riechert, Nolle 1999] und [Bleßmann u.a. 2008] einen Überblick). Die für die Aufgabenstellung der Arbeit wesentlichen Aspekte der einzelnen Prozessschritte werden in den folgenden Abschnitten näher erläutert.

Die Verwendung von Asphaltgranulat wird bei der Erstellung des Modells nicht berücksichtigt, da zum einen sehr selten Asphaltgranulat in der Asphaltdeckschicht verwendet wird und zum anderen die detaillierte Berücksichtigung seiner Verwendung die Komplexität des Modells deutlich erhöhen würde. Grundsätzlich haben aber Untersuchungen gezeigt, dass sich die Verwendung von Asphaltgranulat nicht nachteilig auf die Homogenität und das Langzeitverhalten von Asphaltdeckschichten auswirkt [Dengiz, Kössl, Vassiliou 1991].

3.4.2 Lagerung der Materialien

Der Boden der Lagerstätten für die Gesteinskörnung sollte fest, konstruktiv ausgebildet, sauber und trocken sein, um die Befahrbarkeit mit den Maschinen zu gewährleisten und Verschmutzungen in der unteren Lage der Gesteinskörnungen durch Erde, Gras, Wurzeln etc. zu verhindern [Martin, Cooley, Hainin 2003]. Die Verschmutzung des Gesteins kann sich unter anderem ungünstig auf die Adhäsion zwischen Gestein und Bitumen auswirken.

Ebenso muss eine Vermischung benachbarter Korngruppen und die Entmischung der einzelnen Korngruppen verhindert werden. Ersteres kann einfach durch eine bauliche Trennung (zum Beispiel

Boxen) oder einen ausreichenden Abstand geschehen, wobei der Bau von Boxen üblich ist. Die Entmischung kann ebenfalls durch bauliche Maßnahmen zur Reduzierung des Schüttkegels und die Reduzierung der Abwurfhöhe (vgl. hierzu auch Abschnitt 3.5.2) minimiert werden. Sind die Gesteinskörnungen vermischt oder innerhalb einer Korngruppe entmischt, können daraus deutliche Abweichungen in der Korngrößenverteilung des Asphaltmischguts resultieren. ([Martin, Cooley, Hainin 2003], [Bleßmann u.a. 2008]) Die Absiebung der Gesteinskörnung nach der Trocknung kann dies nur in einem geringen Teil auffangen.

Weiterhin sollte die Gesteinskörnung überdacht gelagert werden, damit möglichst keine Feuchtigkeit (zum Beispiel durch Regen) eingetragen und von dem Gestein aufgenommen wird; dies gilt insbesondere für die Gesteinskörnung von bis zu 5 mm [Bleßmann u.a. 2008]. Die Feuchtigkeit kann zwar in der Trockentrommel verdampfen, jedoch wäre dann der Trocknungsprozess kontinuierlich dem unterschiedlichen Wassergehalt der Gesteine anzupassen. Zudem bedeutet dies einen höheren Energieverbrauch. Wird der angestrebte Restwassergehalt durch eine zu kurze Verweildauer oder eine zu geringe Temperatur in der Trockentrommel nicht eingehalten, können Abweichungen in der realen Dosierung der Gesteinskörnungen die Folge sein, da die Dosierung nach dem Gewicht erfolgt. Ferner wird die Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein beeinträchtigt.

Die Tanks, in denen das Bitumen gelagert wird, sind gut sichtbar mit Informationen über ihren Inhalt zu beschriften. Für die gängigen, am meisten verwendeten Bitumensorten sollten eigene Tanks vorgesehen werden. Am besten ist es, je Bitumensorte einen Tank vorzusehen, damit sich das Bitumen – würde ein Tank nacheinander für mehrere Bitumen verwendet – nicht mit dem Rest des zuvor in dem Tank gelagerten Bitumens vermischt. (Dass dies in der Praxis nicht selbstverständlich ist, zeigen die Untersuchungsergebnisse in [Bellin 1983].) Aus Gründen der Praktikabilität und der Wirtschaftlichkeit ist die Minimierung der Anzahl der Tanks jedoch nachvollziehbar.

Die Lagerung des Bitumens im beheizten Tank sollte so kurz wie möglich gehalten werden, damit auch hier die Bitumeneigenschaften möglichst nicht verändert werden.

Bei Polymermodifizierten Bitumen kann es bei einer längeren, unbewegten Lagerung in Abhängigkeit von der Kompatibilität des Bitumens und der Polymere zur Entmischung der Polymere kommen, sodass das für die Asphaltmischung aus dem Silo abgezogene Bitumen mit der Zeit deutlich unterschiedliche Eigenschaften aufweisen kann. Die Kompatibilität der Polymere (oder allgemein der Additive) und des Bitumens wird unter anderem von ihrer Zusammensetzung, Struktur und Physik beeinflusst. Sind die Polymere polar, kristallin und hochmolekular, weisen sie eine schlechte Kompatibilität auf. Das Bitumen weist eine schlechte Kompatibilität auf, wenn es asphaltenreich, hochviskos und oxidiert ist. Um die Entmischung zu vermeiden, ist die Lagerzeit weitestgehend zu reduzieren. Weiterhin könnten entweder die Bitumentanks mit einem Rührwerk ausgestattet werden oder die Zusätze zur Polymermodifizierung erst im Asphaltmischer hinzugefügt werden. Letzteres führt jedoch zu einer unterschiedlichen Verantwortung hinsichtlich der Gewährleistung (die Verantwortung geht vom Bitumenlieferant auf den Asphaltmischguthersteller über) und birgt die Gefahr, dass die Additive nicht homogen im Asphaltmischgut verteilt sind. [Vondenhof, Schmeisser 2008]

3.4.3 Dosierung der Materialien

Die Rezepturtreue bei der Herstellung des Asphaltmischguts ist abhängig von der Prozesssteuerung, der Kalibrierung der Asphaltmischanlage und der genauen Anpassung an die einzelnen Rezepturen. Häufig wird die Dosierung mit Hilfe von Steuerungselementen koordiniert und stetig kontrolliert, ein „blindes Vertrauen“ in die Technik sollte aber unterbleiben. Der Mischmeister kann mit seiner Erfahrung und relevanten Informationen aus dem Herstellungsprozess (zum Beispiel Füllstandsanzeige der Silos, Temperaturangaben an den einzelnen Stationen, Angabe der Einwaagen, Videobilder nicht einsehbarer Bereiche, Kontakt zu weiteren an der Herstellung Beteiligten) den Herstellungsprozess ergänzend überwachen, die Angaben auf Plausibilität prüfen und so erheblich zur Qualitätssicherung und -verbesserung beitragen. Bei Abweichungen ist ein schneller Eingriff erforderlich. ([Opel 2006], [Riechert, Nolle 1999])

Bei der Kalibrierung der Steuerung ist die sogenannten Freifallkomponente zu berücksichtigen, das heißt die Menge zwischen Zugabeeinheit und Wiegeeinrichtung, die noch nach Schließen der Zugabeeinheit bzw. Beenden der Zugabe dem abgewogenen Teil zufällt. Diese Freifallkomponente steht unter anderem in Abhängigkeit von der Füllhöhe der Taschen. Daher wird die Dosierung gleichmäßiger und präziser, wenn die Füllmengen in den einzelnen Taschen des Silos angemessen und nahezu konstant sind. Die Toleranzen der Verwiegung beträgt in der Praxis üblicherweise 3 bis 5 %. ([Opel 2006], [Bleßmann u.a. 2008])

In einer Untersuchung [Opel 2006] von verschiedenen in elf unterschiedlichen Asphaltmischwerken hergestellten Asphaltmischungen (ohne Zugabe von Asphaltgranulat) ließen sich folgende Abweichungen ermitteln. Der Gesamtanteil der Gesteinskörner wies anlagenspezifisch eine systematische Abweichung zwischen -0,48 % und 0,06 %, im Mittel -0,13 % auf und der Bitumengehalt zwischen -1,12 % und 7,83 %, im Mittel 2,10 %. Demnach wurden tendenziell feinere Asphaltmischungen mit einem höheren Bitumengehalt hergestellt als nach Rezeptur vorgegeben. (Eine ältere Untersuchung zeigte hingegen, dass im Durchschnitt der Soll-Bitumengehalt unterschritten wurde [Bellin 1983].) Der zufällige Fehler, ausgedrückt in der Standardabweichung, lag durchschnittlich für den Gesamtanteil der Gesteinskörner bei 0,29 %, für den Bitumengehalt bei 4,58 %. Der Vergleich der Einzelwerte mit dem Regelwerk zeigte, dass die Abweichungen überwiegend im Rahmen der Toleranzen lagen: Nur 15 von 264 Proben überschritten die Grenzen in ihrer Sieblinie für die Anteile an Füller, feiner und/oder grober Gesteinskörnung, 27 Proben überschritten die Grenzen für den Bitumengehalt. Eine Abhängigkeit von der Asphaltmischgutart und -sorte wurde nicht festgestellt.

Bei der Asphaltkonzeption kann die Bitumenmenge reduziert und ein magerer Asphalt entworfen werden, um dessen Verformungsbeständigkeit zu erhöhen. Gleichzeitig steigt damit aber das Maß der Bitumenalterung, da sie bei „ruhemdem“ Bitumen unter anderem von der Dicke des Bitumenfilms abhängt. Für die Dauerhaftigkeit der Asphaltdeckschicht, einen guten Widerstand gegen Ermüdung und Rissbildung, die gute Verklebung der Gesteinskörner und eine gute Adhäsion zwischen Bitumen und Gesteinskorn ist somit ein dicker Bitumenfilm günstiger. Herstellungsbedingt kann die Dicke des Bitumenfilms schwanken: Mit steigendem Bitumengehalt nimmt bei gleicher Korngrößenverteilung die Dicke des Bitumenfilms zu, ebenso bei gleicher Bitumenmenge und gröberer Korngrößenverteilung (da die spezifische Oberfläche der Gesteinskörner sinkt). Bei geringerem Bitumengehalt oder feinerer Korngrößenverteilung gilt der Umkehrschluss. ([Vonk, Korenstra, van Hek 2003], [Zenke 1975])

Gleichzeitig sinkt mit der Überdosierung von Bitumen oder von feiner Gesteinskörnung der Hohlraumgehalt (was ebenso die Bitumenalterung reduzieren kann). Dabei ist ein Asphaltmischgut mit konzeptionell einem höheren Anteil an feiner Gesteinskörnung in seinen Eigenschaften sehr empfindlich gegenüber Bitumenschwankungen [Hutschenreuther, Wörner 1998]. Werden mehr Gesteinskörner mit einem großen Korndurchmesser dem Asphaltmischgut hinzugefügt und die Bitumenmenge entsprechend der Soll-Einwaage konstant gehalten, so gleicht das – aufgrund der geringeren spezifischen Oberfläche der größeren Gesteinskörner – einer Erhöhung des Bitumengehalts. Für den Einbau hat dies eine höhere Verdichtungswilligkeit zu Folge und für die Nutzung eine geringere Verformungsbeständigkeit. [Arand, Renken 1980]

In einer niederländischen Untersuchung [van der Heide, van der Zwan 1985] wurde gezeigt, dass die Reduzierung des Bitumengehalts bei dichten Gemischen (Asphaltbeton) von 6,5 auf 6,0 M.-% die Lebensdauer verkürzt. Bei offenen Gemischen wurde bei einer Reduzierung des Bitumengehalts von 6,0 auf 5,4 M.-% eine Verkürzung der Lebensdauer um mehr als die Hälfte von mindestens 8 Jahren auf 3 Jahre beobachtet.

Für den weiteren Herstellungsprozess ist von Bedeutung, dass die Reduzierung des Bitumens (bereits um 0,2 M.-%) die strukturelle Entmischung des Asphalts (vgl. Abschnitt 3.5.2) begünstigen kann [Brown, Collins, Brownfield 1989].

3.4.4 Mischen der Materialien

Mischtemperatur

Das Gesteinskörnungsgemisch ist in der Trockentrommel so stark zu erhitzen, dass nach Zugabe des Füllers die für das Mischen erforderliche Temperatur erhalten bleibt [TL Asphalt-StB 07]. Demnach ist die Temperatur in der Trockentrommel typischerweise höher als in dem Mischer. Sofern notwendig oder für den Prozess günstiger, kann der Füller auch erwärmt zugegeben werden.

Bei der Zugabe des Bitumens zu dem Gesteinskörnungsgemisch ist darauf zu achten, dass sich das Bitumen nicht – neben einer begrenzten Verhärtung infolge der Alterung – schädlich verändert; dies kann insbesondere bei einer zu starken Erhitzung des Gesteins auftreten.

Für die Verhärtung des Bitumens stellt der Mischprozess den wesentlichen Einflussfaktor im gesamten Herstellungsprozess dar. Dabei gilt: Je höher die Mischtemperatur ist, desto stärker verhärtet das Bitumen. Liegt die Asphaltmischguttemperatur rund 40 K oberhalb der günstigen Temperatur, bei der das Bitumen eine geeignete Viskosität aufweist, ist mit einer Erhöhung des Erweichungspunktes Ring und Kugel der Straßenbaubitumen von etwa 6 K zu rechnen, anstelle von etwa 3,4 K bei der günstigen Temperatur [Richter 1989] – allerdings liegen diesem Ergebnis nur wenige Versuche (16 Proben bei günstiger Temperatur und 9 Proben bei erhöhter Temperatur) zugrunde.

Bei der Auswertung von 15 Asphaltmischungen mit Polymermodifiziertem Bitumen zeigten sich ähnliche Ergebnisse: Der Erweichungspunkt Ring und Kugel stieg durch den Mischprozess an dem Splittmastixasphalt um 2,5 bis 11 K an, wobei die hohen Anstiege bei den weicheren Bitumen gemessen wurden. Die Abnahme der Nadelpenetration war ebenfalls bei den weicheren Bitumen höher als bei den härteren Bitumen, an den Polymermodifizierten Bitumen aber tendenziell etwas geringer als an den Straßenbaubitumen. Die Unterschiede in der Alterung konnten neben der Viskosität des Bitumens teilweise auf die verschiedenen Bitumenhersteller (und damit anzunehmen die unterschiedliche Herkunft) zurückgeführt werden. [Renken, Hagner, Feßer 2001]

Wird das Bitumen im Mischprozess erst nach der Vermischung von grober und feiner Gesteinskörnung sowie Füller beigemischt, ist die Verhärtung stärker, als wenn das Bitumen vor der Zugabe des Füllers bzw. der feinen Gesteinskörnung und des Füllers beigemischt wird [Kronig 1988].

Mischdauer

Der Mischvorgang und die Mischdauer ist grundsätzlich so zu wählen, „dass eine vollständige und gleichmäßige Umhüllung aller Gesteinskörnungen mit dem Bitumen sowie eine homogene Einmischung der Zusätze erzielt wird und ein gleichmäßiges Asphaltmischgut entsteht.“ [TL Asphalt-StB 07] Die gleichmäßige und gute Umhüllung des Gesteins dient unter anderem dem hohen Widerstand gegen schädigende Einflüsse von Feuchtigkeit während der Nutzungsphase [Martin, Cooley, Hainin 2003], kann aber auch das Auftreten von einer strukturellen Entmischung (vgl. Abschnitt 3.5.2) reduzieren [Brown, Collins, Brownfield 1989]. Die Homogenität des Asphaltmischguts ist für eine hohe Qualität beim Einbau wichtig (siehe Abschnitt 3.5) und kann im Mischprozess nur erreicht werden, wenn die Dauern für das Mischen der einzelnen Komponenten in dem Mischer und die Nachmischzeit hinreichend bemessen sind. Die Angaben der Hersteller der Komponenten, insbesondere von Bitumen und Zusätzen, sind dabei zu berücksichtigen.

Die gesamte Mischdauer für das Asphaltmischgut ist abhängig von der Kapazität des Mixers (meist 3 bis 5 t) und seinem Füllungsgrad, der Asphaltart und -sorte und damit auch der enthaltenen Komponenten. Sie wird mit etwa 35 bis 50 Sekunden angegeben und ist bei Verwendung von Zusätzen um etwa 10 bis 15 Sekunden zu erhöhen. Für eine gute Homogenität des Asphaltmischguts hat sich eine Gesamtmischdauer von im Durchschnitt mindestens 50 Sekunden durchgesetzt – besonders für das Asphaltdeckschichtmischgut. ([Kronig 1988], [Richter 1989], [Drüschner, Schäfer 2000]).

Nach theoretischen Überlegungen ist bei konstanter Gesamtmischdauer für die Homogenität und gute Umhüllung des Asphaltmischguts eine Mischfolge zu bevorzugen, bei der zunächst die grobe Gesteinskörnung für eine gute Umhüllung mit dem Bitumen (für etwa 15 s) gemischt und danach die feine Gesteinskörnung und Füller sowie gegebenenfalls stabilisierende Zusätze hinzugefügt und zusammen (für ebenfalls 15 s) vermischt werden. Dem steht die konventionelle Mischfolge gegenüber, bei der zunächst die grobe und feine Gesteinskörnung mit Bitumen gemischt werden, relativ zeitnah der Füller hinzugefügt wird und dann die gesamten Komponenten (für etwa 30 s) vermischt werden. In Untersuchungen [Kronig 1988] bestätigte sich diese Theorie jedoch nicht eindeutig, weshalb im Rahmen der vorliegenden Arbeit derartige Abhängigkeiten nicht betrachtet werden.

3.4.5 Lagerung des Asphaltmischguts

Die Dauer für die Lagerung des Asphaltmischguts ist in Abhängigkeit von seiner Art und der Art des Silos begrenzt, zum Beispiel um ein Abfließen des Bitumens zu verhindern oder eine weitere Verhärtung des Bitumens zu vermeiden, wie es im Zuge des exothermen Prozesses möglich ist.

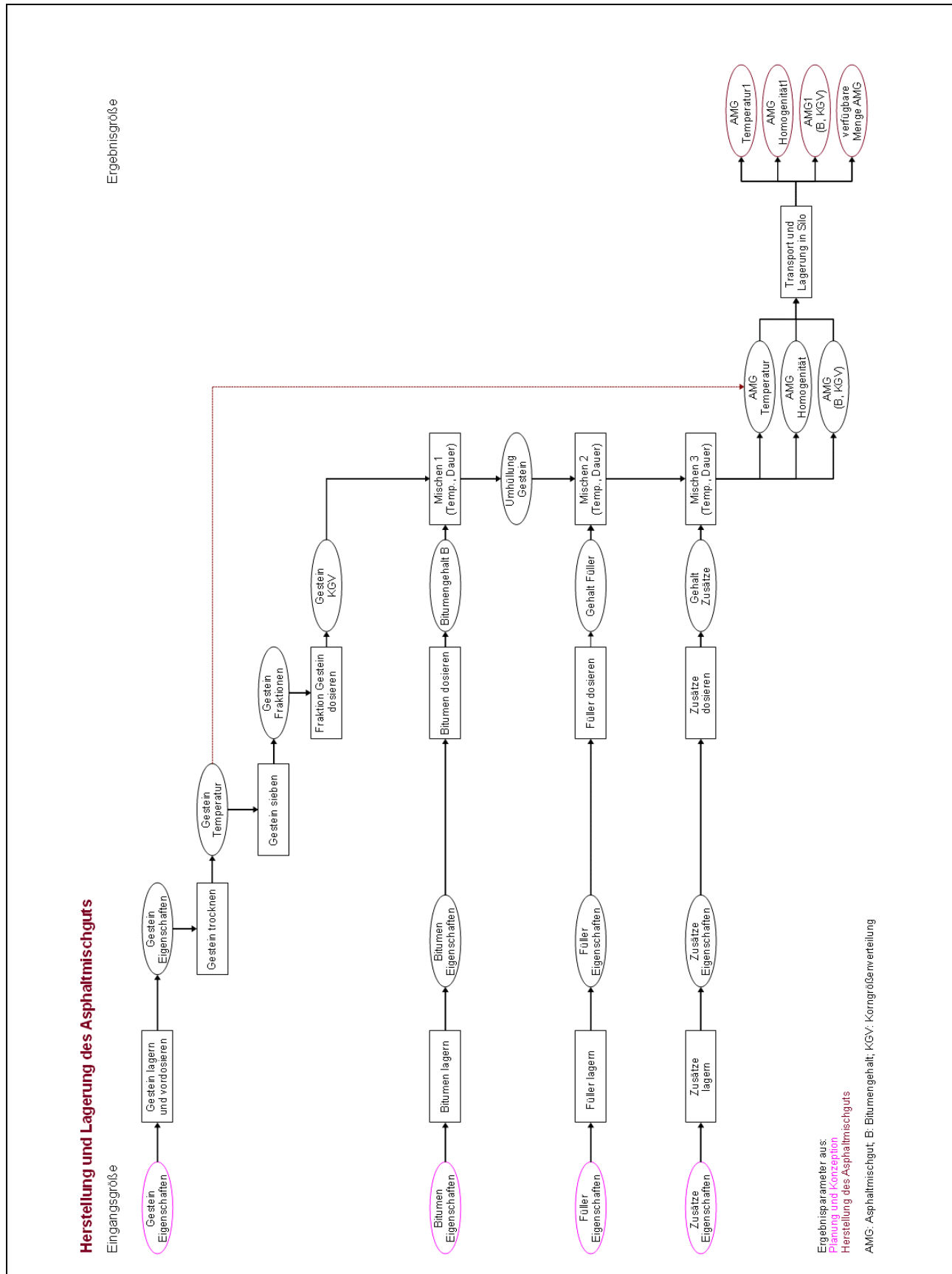
In dem exothermen Prozess wird das silierte Asphaltmischgut infolge von Wärme, die bei chemischen Reaktionen freigesetzt wird, weiter erhitzt, sodass das Bitumen weiter verhärtet oder sogar geschädigt werden kann. Für das Auftreten eines exothermen Prozesses ist eine wesentliche Voraussetzung die Sauerstoffzufuhr. Relativ viele und große Hohlräume im Asphaltmischgut, sodass eine relativ große Oberfläche vorhanden ist und ein einfach zu durchdringendes Hohlraumsystem entsteht (Kaminwirkung), ein relativ dünner Bitumenfilm an den Gesteinskörnern und ausreichend Sauerstoff im Silo begünstigen den exothermen Prozess. Vor diesem Hintergrund soll die Teilfüllung des Silos vermieden werden, da der Anteil des verfügbaren Sauerstoffs dann relativ größer ist und somit den exothermen Prozess fördert. Der exotherme Prozess geschieht zunächst nur langsam und wird mit steigender Temperatur schneller. Strömt kein weiterer Sauerstoff nach, ist der Prozess nur zeitlich begrenzt möglich und die Temperatur stabilisiert sich schließlich. Aufgrund der Rahmenbedingungen ist dieses Phänomen vorrangig bei Asphaltmischungen der Asphalttrag- und -binderschicht bedeutsam; in einer Untersuchung konnten bei der Lagerung von Asphalttragschichtmischgut über eine Dauer von 10 Stunden Temperaturanstiege um etwa 30 K bestimmt werden. [Lehdrich 1981] Bei relativ hohlraumreichen Asphaltmischungen für die Asphaltdeckschicht sollte er aber ebenso berücksichtigt werden.

Der Anstieg des Erweichungspunktes Ring und Kugel als oxidativer Alterungsprozess (vgl. Abschnitt 3.3.2) bei der Heißsilierung wurde im Rahmen einer Untersuchung an Asphaltbetonmischgut mit im Mittel 1,7 K festgestellt und betrug damit nur die Hälfte des Anstiegs des Erweichungspunktes Ring und Kugel an Asphaltbindermischgut. Die Einflussfaktoren auf das Maß der Bitumenverhärtung entsprechen denen des exothermen Prozesses. Im Vergleich zu der Verhärtung des Bitumens beim Mischprozess ist die Verhärtung infolge der Lagerung jedoch tendenziell geringer. [Richter 1989] Der Anstieg des Erweichungspunktes Ring und Kugel bei der Lagerung von Splittmastixasphalt mit Polymermodifiziertem Bitumen wurde in einer Untersuchung mit überwiegend höchstens 1 K, im Einzelfall bis zu 5 K ermittelt [Renken, Hagner, Feßer 2001].

Demzufolge muss bei dem Transport des Asphaltmischguts aus dem Mischer in das Silo und bei der Lagerung im Silo die Luftzufuhr vermieden werden, um die Alterung des Bitumens zu reduzieren und ein Auskühlen sowie eine durch den exothermen Prozess bedingte Erhitzung des Asphaltmischguts zu vermeiden. Weiterhin sollten die Transporteinheit und das Silo isoliert werden [Bleßmann u.a. 2008].

Auf die Eigenschaften der Gesteinskörnung hat die Lagerung keine Auswirkung. Lediglich auf die Homogenität des Asphaltmischguts ist zu achten, Erläuterungen zur strukturellen Entmischung werden aufgrund des thematischen Zusammenhangs in Abschnitt 3.5 bzw. 3.5.2 gegeben.

3.4.6 Teilmodell Herstellung des Asphaltmischguts



Zur Erläuterung der grafischen Darstellungen siehe Abschnitt 2.4. Eine vergrößerte Darstellung des Modells ist in dem Anhang, Abschnitt 8.4.1 abgebildet.

3.5 Transport des Asphaltmischguts – von dem Asphaltmischwerk bis zur Bohle

3.5.1 Allgemeine Grundlagen

Das in den Silos gelagerte Asphaltmischgut wird entsprechend einer detaillierten Ablaufplanung des Einbaus oder angepasst an den Einbaufortschritt nach Abruf auf Lkw verladen und zur Baustelle transportiert. Einen Überblick über die wesentlichen Stationen und Schritte in dem Transportprozess gibt Bild 3.2.

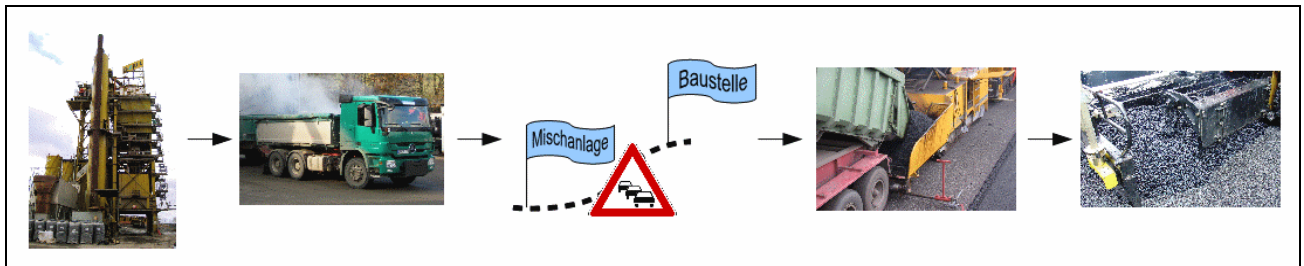


Bild 3.2: Wesentliche Stationen und Schritte während des Transportprozesses

Der Lkw, auf den das Asphaltmischgut verladen wird, muss sauber sein und darf nur mit geeigneten Trennmitteln besprüht werden, da sonst das Asphaltmischgut geschädigt werden kann. Für den Transport ist das Asphaltmischgut zur Vermeidung von Temperaturverlusten einerseits und des exothermen Prozesses andererseits und zur Reduzierung einer weiteren oxidativen Alterung des Bitumens bis zum Abladen winddicht abzudecken. Bei Anlieferung muss das Asphaltmischgut eine Mindesttemperatur aufweisen, die besonders hinsichtlich der späteren Verdichtung bedeutsam ist.

Die oxidative Alterung des Bitumens, die während des Transports von dem Asphaltmischwerk zur Baustelle eintreten kann, ist im Vergleich zu der Alterung beim Mischen des Asphalts relativ gering. (Die Einflussfaktoren auf die Verhärtung sind in den vorstehenden Abschnitten nachzulesen.) In einer Untersuchung von Splittmastixasphalt 0/11 S konnte der Anstieg des Erweichungspunktes Ring und Kugel, der dem Transport zuzuschreiben ist, mit höchstens 3 K bestimmt werden [Renken, Hagner, Feßer 2001]. Die Verhärtung über den gesamten Herstellungsprozess betrug in dieser Untersuchung überwiegend zwischen 5 und 8 K, vereinzelt bis zu 12 K. Die Spanne des Erweichungspunktes Ring und Kugel einer Sorte Straßenbaubitumen beträgt 8 K. Nach den Ergebnissen dieser Untersuchung kann somit das Bitumen des eingebauten Asphalts hinsichtlich seiner Härte der nächsthärteren Bitumensorte entsprechen. In einer älteren Veröffentlichung wird die Erhöhung des Erweichungspunktes Ring und Kugel nach Herstellung, Einbau und Transport an Asphaltmischgut für die Asphaltdeckschicht mit Bitumen B65 (heute 50/70) und B80 (heute 70/100) mit durchschnittlich 3,5 bis 5,5 K angegeben. [Bellin 1979]

Auf der Baustelle wird das Asphaltmischgut aus den Lkws entweder in den Asphaltmischgutkübel des Fertigers (konventionelle Beschickung) oder in den Asphaltmischgutkübel des Beschickers abgeladen, von dem aus das Asphaltmischgut dann mit einem Förderband in den Asphaltmischgutkübel des Fertigers transportiert wird. Bei der konventionellen Beschickung ist darauf zu achten, dass der Lkw den Fertiger nicht unkontrolliert oder ruckartig berührt. Mit einem Stoß des Lkws an den Fertiger erfährt ebenfalls die Bohle eine Bewegung und es entsteht in der herzustellenden Asphaltschicht eine Längsunebenheit, die auch durch das Walzen nicht gänzlich zu beheben ist. Diese Problematik wird mit dem Einsatz eines Beschickers vermieden. Neben der Funktion als „Puffer“ bietet der Beschicker weiterhin den Vorteil eines Zwischenspeichers (vgl. Abschnitt 3.5.4) und reduziert – wie verschiedene Untersuchungen belegen – die strukturelle Entmischung des Asphaltmischguts (vgl. Abschnitt 3.5.2). ([Ulrich 2009], [Riechert, Nolle 1999]) Beschicker werden in Deutschland noch nicht regelmäßig eingesetzt und die auf dem Markt verfügbaren Beschicker sind nur für „den standardisierten einschichtigen Asphalteinbau im Fernstraßenbau“ geeignet [Ulrich 2009].

Die Transportlogistik stellt häufig eine Schwachstelle im Herstellungsprozess einer Asphaltschicht dar. Ihre Planung und Organisation ist ein sehr bedeutsamer Aspekt bei der Arbeitsvorbereitung.

Das oberste Ziel sollte bei der sein, dass der Transport so verläuft, dass stets gleichmäßig viel, mindestens aber ausreichend Asphaltmischgut in dem Fertiger vorhanden ist. So kann eine Beeinträchtigung der Gleichmäßigkeit des Asphaltmischguts in seiner Zusammensetzung und seiner Verarbeitungstemperatur vermieden werden, der Einbau kontinuierlich erfolgen und die Parameter und maschinentechnischen Einstellungen können beibehalten werden.

Hat ein Lkw auf der Baustelle eine lange Standzeit bis zum Abladen des Asphaltmischguts, führt dies zu einem Abkühlen des Asphaltmischguts. Weiterhin folgt dann häufig eine „Rudelbildung“ der Lkw, was in dem entgegengesetzten Zeitfenster (wenn alle Lkw unterwegs sind und neu mit Asphaltmischgut beladen werden) den Stillstand des Fertiglers bedeuten kann, weil kein Asphaltmischgut verfügbar ist. Um dies zu vermeiden, sollte der gesamte Transport des Asphaltmischguts auf die Situation, den Fortschritt und die Einbaugeschwindigkeit auf der Baustelle ausgerichtet und ständig daran angepasst werden. Dazu gehört, dass der Abruf des Asphaltmischguts gut koordiniert, bei Störungen eine Kommunikation zwischen den Zuständigen auf der Baustelle und an dem Asphaltmischwerk möglich und der Transportweg gut geplant ist. ([Kaiser, Zikas 2009], [Riechert, Nolle 1999], [Martin, Cooley, Hainin 2003], [Utterodt 2010])

Bei der Planung des Transportweges von dem Asphaltmischwerk zur Baustelle ist die genaue Strecke festzulegen und die Fahrzeit abzuschätzen. Verkehrsbehinderungen, die beispielsweise aufgrund von anderen Baustellen, Umleitungen oder zu bestimmten Tageszeiten (Berufsverkehr) entstehen können, müssen berücksichtigt und mit bereits im Vorhinein geplanten Alternativwegen aufgefangen werden. Ebenso sind Achslast- und Durchfahrtsbeschränkungen auf dem Transportweg und die örtlichen Gegebenheiten auf der Baustelle zu beachten und daraufhin zu überprüfen, ob sie die Verwendung der gewählten Lkw erlauben. Je nach Arbeitszeiten auf der Baustelle sind außerdem die erforderlichen Ruhezeiten der Lkw-Fahrer einzuplanen. ([Milster u.a. 2007], [Bleßmann u.a. 2008])

Die geplante Einbauleistung (abhängig von der Einbaubreite und der Einbaugeschwindigkeit) muss passend sein zu der Kapazität des Asphaltmischwerks und zu der vorgesehenen Anzahl und Größe der Lkw für den Transport. Dabei ist zu beachten, dass die Einbauleistung häufig im Laufe der Zeit durch einen Lerneffekt der Mitarbeit und der besseren Koordinierung der Abläufe auf der Baustelle steigt; der Lerneffekt ist besonders bei seltener hergestellten Asphaltbauweisen zu erkennen und in einem stärkeren Maß zu erwarten ([Lutz, Halpin, Wilson 1994], [Partl 1992]).

Ist die Versorgung mit Asphaltmischgut nicht gleichmäßig, können strukturelle und thermische Entmischungen des Asphaltmischguts (siehe die Abschnitte 3.5.2 und 3.5.3), Abweichungen in der Einbaudicke (vgl. Abschnitt 3.5.4) und infolgedessen Inhomogenitäten in der hergestellten Asphaltschicht entstehen. Eine strukturelle Entmischung kann beim Einbau jedoch auch trotz kontinuierlicher Versorgung mit Asphaltmischgut auftreten, wenn bestimmte Rahmenbedingungen (zum Beispiel Einsatz von Beschickern, frühzeitiges Hochklappen der seitlichen Flügel des Kübels) nicht berücksichtigt werden oder die Maschinen ungünstig konstruiert sind. Daher können die thermische und die strukturelle Entmischung unabhängig voneinander auftreten [Henault, Larsen 2006]. Die Untersuchungsergebnisse über die Zuordnung der Auswirkung der strukturellen und thermischen Entmischungen auf die Qualität der hergestellten Asphaltschicht und auf deren Eigenschaften über die Lebensdauer sind unterschiedlich, wie in den Abschnitten 3.5.2 und 3.5.3 dargestellt wird. Dennoch sollte im Sinne der Qualitätssicherung bei dem Transport und der Übergabe des Asphaltmischguts darauf geachtet werden, dass die strukturelle und/oder thermische Entmischung minimiert wird; die Entmischung insgesamt gilt als ein wesentlicher Aspekt beim Einbau, der sich auf die Qualität der Asphaltschicht auswirkt [Willoughby u.a. 2001].

Es sei nochmals darauf hingewiesen, dass in dieser Arbeit der Transportprozess von der Übergabe des Asphaltmischguts an dem Asphaltmischwerk aus dem Silo auf den Lkw bis zum Vorlegen an der Bohle betrachtet wird und nicht wie häufig (auch vertragsrechtlich) üblich bereits bei dem Abladen des Asphaltmischguts aus dem Lkw in den Kübel des Beschickers oder des Fertiglers endet. Diese Verschiebung der Grenze ist der technischen Perspektive geschuldet: Wesentliche Probleme bei dem Transport sind der Verlust bzw. die Minderung der strukturellen und der thermischen Homogenität des Asphaltmischguts sowie die Verfügbarkeit des Asphaltmischguts beim Einbau. Da diese Aspekte

durch die Weitergabe des Asphaltmischguts mit dem Beschicker (falls ein Beschicker eingesetzt wird) und den Transport des Asphaltmischguts in dem Fertiger (von dem Kübel bis zur Bohle) beeinflusst werden, sind diese Vorgänge im Rahmen des Transportprozesses berücksichtigt.

3.5.2 Homogenität des Asphaltmischguts

Die strukturelle Entmischung oder auch Materialentmischung bezeichnet allgemein die lokale Veränderung der Zusammensetzung des Asphaltmischguts, die bei der Bewegung des Materials auftreten kann. Diese Definition wird teilweise um die Bedingung ergänzt, dass die Entmischung ein Ausmaß aufweist, das zu einer frühzeitigen Schädigung des Asphalts führt. Die Zusammensetzung des Asphalts ist dann in dem Bitumengehalt, der Korngrößenverteilung und folglich auch dem Hohlraumgehalt verändert. Je nach „Richtung“ der Veränderung lässt sich die strukturelle Entmischung in die feine und die grobe strukturelle Entmischung unterscheiden. Bei der feinen strukturellen Entmischung ist mehr feine Gesteinskörnung vorhanden als nach der Konzeption festgelegt; aufgrund der dann größeren spezifischen Oberfläche der Gesteinskörnung ist außerdem der Bitumengehalt meist höher. Bei der groben strukturellen Entmischung enthält das Asphaltmischgut mehr grobe Gesteinskörnung und einen niedrigeren Bitumengehalt als nach der Konzeption vorgegeben. Für die Lebensdauer problematischer ist die grobe strukturelle Entmischung. ([Martin, Cooley, Hainin 2003], [Stroup-Gardiner, Brown 2000], [Willoughby u.a. 2001], [Williams, Duncan, White 1996]) Asphaltmischgut, das größere Unterschiede in der Korngrößenverteilung bzw. zwischen den Anteilen der verwendeten Kornklassen (zum Beispiel bei SMA oder PA) und/oder einen geringen Bitumengehalt besitzt, ist für die strukturelle Entmischung anfälliger als Asphaltmischgut mit einer gut abgestuften Korngrößenverteilung oder mit einem etwas höheren Bitumengehalt. ([Henault, Larsen 2006], [Brown, Collins, Brownfield 1989])

Tritt die strukturelle Entmischung nicht über die gesamte Schichtdicke, sondern nur im unteren Bereich der Asphaltschicht auf und ist nicht an der Oberfläche erkennbar, wird sie als versteckte strukturelle Entmischung oder auch horizontale Entmischung bezeichnet. [Williams, Duncan, White 1996]

Das Abflauen von Bitumen wird teilweise als eine weitere Form der Entmischung genannt [Stroup-Gardiner, Brown 2000].

In den nationalen Regelwerken sind keine Grenzwerte für die Beurteilung enthalten, ob eine strukturelle Entmischung vorliegt oder nicht. Die Regelung für die Kontrollprüfung, dass die Abweichung der Anteile bestimmter Fraktionen innerhalb der zulässigen Toleranz liegen muss (vgl. [ZTV Asphalt-StB 07]), ist nicht aussagekräftig, da der einzelnen Probe eine Fläche von bis zu 6.000 m² zugeordnet sein kann und die Toleranz bei der Beurteilung einer sinkenden Probenanzahl steigt. So ist das Erkennen einer üblicherweise lokal begrenzten Entmischung relativ unwahrscheinlich. Bei der Asphaltkonzeption könnte nach der auch in Deutschland existierenden Norm [DIN EN 12697-15] die Entmischungsneigung von Asphaltmischgut beurteilt werden, bei der anhand der Differenz der Siebdurchgänge und des Bitumengehalts verschiedener Proben eine Aussage über die Entmischungsneigung getroffen wird. In der Norm wird die Prüfung als geeignet „sowohl für die Entwicklung (von neuen Asphaltarten) als auch zur Information von Kunden“ [DIN EN 12697-15] beschrieben. In der Praxis findet sie jedoch nur selten Anwendung, sodass auch über die Aussagekraft des Ergebnisses der Prüfung für die Praxis keine Angaben vorliegen.

Bei verschiedenen Untersuchungen in den USA (siehe besonders [Brown, Collins, Brownfield 1989], [Willoughby u.a. 2001], [Stroup-Gardiner, Brown 2000]) wurde die strukturelle Entmischung mit zum Teil voneinander abweichenden Grenzwerten definiert. Die Definition der Grenzwert erfolgte unter Berücksichtigung der negativen Auswirkungen auf die Eigenschaften des Asphalts. Eine Definition, die auch in vielen weiteren Untersuchungen der Asphaltdeckschicht angewendet oder weiterentwickelt wurde, ist folgende: Eine grobe strukturelle Entmischung liegt vor, wenn der Siebrückstand auf dem 2,36 mm-Sieb um mindestens 10 M.-% höher ist als vorgegeben. [Brown, Collins, Brownfield 1989] Bei größeren Asphaltmischungen und in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers wurde der betrachtete Siebdurchmesser zum Teil angepasst. In weiteren

Untersuchungen wurde anhand von Beobachtungen und nach dem Maß der Abweichung sowie der negativen Auswirkung die strukturelle Entmischung in gering, mittel und stark unterschieden, siehe Tabelle 3.2 ([Willoughby u.a. 2001], [Stroup-Gardiner, Brown 2000]).

Kennzahlen (jeweils bezogen auf Werte ohne Entmischung)	strukturelle Entmischung		
	gering	mittel	stark
Anzahl der Siebe mit einem wie gegeben größeren Siebrückstand	1 Sieb > 5 M.-%	2 Siebe > 10 M.-%	4 Siebe > 15 M.-%
Differenz des Bitumengehalts (M.-%)	-0,3 ... -0,7	-0,7 ... -1,3	> -1,3
Differenz des Hohlraumgehalts (V.-%)	< 2,5	2,5 ... 4,0	> 4,0
Textur-Ratio	1,16 ... 1,56	1,57 ... 2,09	> 2,09

Tabelle 3.2: Kennzahlen zur Bestimmung von geringer, mittlerer und starker grober struktureller Entmischung [Stroup-Gardiner, Brown 2000]

Wie in Tabelle 3.2 zu erkennen, entstehen mit der Veränderung der Zusammensetzung des Asphaltmischguts in der Korngrößenverteilung und dem Bitumengehalt durch die strukturelle Entmischung lokal unterschiedliche Hohlraumgehalte und damit unterschiedliche Raumdichten. Ihr Unterschied kann zudem durch die unterschiedliche Verdichtungswilligkeit erhöht werden. Die Veränderung des Hohlraumgehalts ist bei der groben strukturellen Entmischung deutlicher als bei der feinen strukturellen Entmischung. Statistisch signifikant sind die veränderten Hohlraumgehalte aber nur in Bereichen mit mittlerer oder starker struktureller Entmischung. Die Textur kann auch einen Hinweis auf eine vorhandene strukturelle Entmischung geben; im Bereich von grober struktureller Entmischung ist häufig das Erscheinungsbild einer offeneren Oberfläche anzutreffen und im Bereich von feiner struktureller Entmischung das Erscheinungsbild einer „überfetteten“ Oberfläche. Mit dem Verhältnis der Textur-Kennwerte (zum Beispiel Mean Profil Depth) von entmischter zu nicht entmischter Fläche kann das Maß der strukturellen Entmischung ebenfalls charakterisiert werden (siehe Tabelle 3.2, Textur-Ratio). Allerdings ist eine ungleichmäßige Textur nicht zwangsläufig auf eine Entmischung zurückzuführen, sondern kann zum Beispiel auch aus einer nicht ausreichenden Beheizung der Einbaubohle resultieren. ([Stroup-Gardiner, Brown 2000], [Henault, Larsen 2006], [Sebesta u.a. 2006], [Schug 2009])

Durch den höheren Hohlraumgehalt bei grob entmischten Bereichen nehmen die Wasserdurchlässigkeit und die Größe der Kontaktfläche zwischen Luft und Bitumen bzw. Mörtel zu. Die dann möglichen Folgen in der Nutzungsphase sind, falls die strukturelle Entmischung über die gesamte Schichtdicke und somit auch an der Oberfläche der Asphaltsschicht vorhanden ist, Abschnitt 3.6.4 zu entnehmen; weiterhin wird auf folgende Literatur verwiesen: [Sebesta u.a. 2006], [Schug 2009], [Willoughby u.a. 2001], [Stroup-Gardiner, Brown 2000], [Williams, Duncan, White 1996]. Die grobe horizontale (versteckte) Entmischung führt hingegen hauptsächlich zu einem lokal schlechten Verformungswiderstand sowie einer inhomogenen Steifigkeit und Spaltzugfestigkeit. [Williams, Duncan, White 1996]

Zusammenfassend bedeutet eine strukturelle Entmischung eine Beeinträchtigung von verschiedenen Faktoren, die sich über ihre Zusammenhänge negativ auf die Lebensdauer auswirken. Dabei verfügt die grobe strukturelle Entmischung über eine größere Auswirkung auf die Lebensdauer.

Um dem vorzubeugen, sind bei Lagerung, Übergabe und Transport folgende Aspekte zu beachten.

Bei der Lagerung der Gesteinskörnung kann die strukturelle Entmischung mit geeigneten baulichen Vorkehrungen und dem sorgfältigen Umgang mit der Gesteinskörnung beim Abladen gemindert werden, zum Beispiel mit Boxen, die den Schüttkegel und somit das Herunterrollen von größeren Körnern verhindern (vgl. Bild 3.3). Die Aufnahme der Gesteinskörnung vom Lagerplatz ist an die mögliche strukturelle Entmischung in dem Haufwerk anzupassen. Die Behälter und Maschinen bei der Dosierung, der Förderung und dem Mischen sollten über geeignete bauliche Vorkehrungen und Ausgestaltungen verfügen, um auch hier die Wahrscheinlichkeit der strukturellen Entmischung zu mindern. ([Riechert, Nolle 1999], [Brown, Collins, Brownfield 1989])

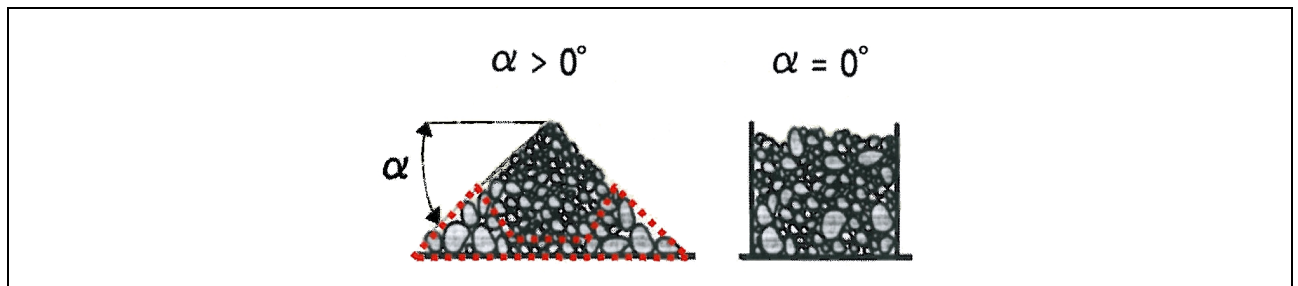


Bild 3.3: Auswirkung des Schüttwinkels des Asphaltmischguts auf die strukturelle Entmischung [Ulrich 2009]

Bei dem Einfüllen des Asphaltmischguts in das Silo verringern ein Verteiler, eine möglichst geringe Fallhöhe und eine gerade und runde Form des Silos die Möglichkeit der Entmischung. Bei Chargenmischern sollte der Durchmesser des Silos an dessen Leistung angepasst sein, sodass eine Charge die gesamte Grundfläche bedeckt. Weiterhin wirkt es sich nach Untersuchungsergebnissen positiv aus, wenn der Nutzungsgrad des Silos zwischen 25 und 75 % liegt und dieser auch beim Abfüllen des Asphaltmischguts eingehalten wird (sofern dasselbe Asphaltmischgut weiter hergestellt und gelagert wird). Die Öffnungsdauer der Silo-Klappen zum Beladen des Lkws ist möglichst kurz zu halten und eventuell in mehrere Öffnungsphasen aufzuteilen. ([Bleßmann u.a. 2008],[Brown, Collins, Brownfield 1989])

Der Transport stellt nach heutiger Erkenntnis die größte Gefahr der Entmischung dar, da zudem während des Transports und anschließend keine umfassende Vermischung des Asphaltmischguts mehr geschieht. Um eine strukturelle Entmischung in diesem Prozess zu vermeiden, sind folgende Maßnahmen zu ergreifen: Bei der Beladung des Lkws und bei der Übergabe des Asphaltmischguts von dem Beschicker in den Fertigerkübel ist – wie bei der Lagerung der Gesteinskörnung – die Abwurfhöhe und der Schüttwinkel des Asphaltmischguts (vgl. Bild 3.3) so gering wie möglich zu halten. Weiterhin sollte der Lkw in mehreren Schritten verteilt beladen werden, zunächst im vorderen, dann im hinteren und schließlich im mittleren Bereich der Ladefläche. Im Fertiger ist der Füllpegel in dem Kübel gleich zu halten, sodass die Kratzbänder im Kübel ständig bedeckt und die Förderschnecken nahezu schwankungsfrei gefüllt sind; andernfalls ist in der eingebauten Asphaltdecke die strukturelle Entmischung quer zur Einbaurichtung zu erkennen. Für einen gleichbleibenden Füllpegel in dem Kübel kann die sinkende Materialmenge mit der Volumenverringerung durch ein Hochklappen der seitlichen Flügel des Kübels kompensiert werden. Das Hochklappen der Flügel sollte frühzeitig geschehen, spätestens wenn die Kratzbänder (nur) noch mit etwa 30 cm Asphaltmischgut überdeckt sind. Wenn das Hochklappen nicht mehr ausreichend ist, sollten – sofern möglich – die Kratzbänder zur Beförderung des Asphaltmischguts abgeschaltet und nur noch das vor der Bohle verfügbare Material eingebaut werden, wobei dann die Anpassung der Parameter an der Bohle erforderlich werden kann (vgl. Abschnitt 3.5.4). Dies ist in jedem Fall erforderlich, falls außerdem die Einbaugeschwindigkeit reduziert wird. Vor der Einbaubohle muss über die gesamte Einbaubreite gleichmäßig und ausreichend Asphaltmischgut vorgelegt werden; der Schüttwinkel ist auch hierbei möglichst gering zu halten. Bei einer konstanten Einbaubreite sind die Verteilerschnecken auf die entsprechende Einbaubreite einzustellen und falls nötig zu verlängern, sodass eine gleichmäßige Verteilung des Asphaltmischguts über die gesamte Einbaubreite gewährleistet ist, sonst werden strukturelle Entmischungen im Randbereich begünstigt. Ist nicht ausreichend Asphaltmischgut vor der Bohle vorhanden, zeigt sich ein entmischter Bereich in dem Mittelstreifen der Asphaltdecke. Eine geeignete (automatische) Lösung zur Reduzierung der Gefahr und des Ausmaßes der Entmischung – vorstellbar wäre eine Transporteinheit, die gleichzeitig das Asphaltmischgut durchmischt – steht (noch) nicht zur Verfügung, sodass die strukturelle Entmischung vorwiegend durch die Sorgfalt des Personals, das die genannten Aspekte beachten muss, reduziert werden kann. ([Ulrich 2009], [EAPA 2007], [Schug 2009], [Riechert, Nolle 1999], [Bleßmann u.a. 2008])

3.5.3 Gleichmäßigkeit der Temperatur des Asphaltmischguts

Mit der thermischen Entmischung werden starke Temperaturschwankungen bzw. hohe Temperaturdifferenzen in dem Asphaltmischgut beim Einbau bezeichnet. Dabei wird angenommen, dass sich die Temperaturunterschiede über die unterschiedliche Viskosität des Bitumens in einer unterschiedlichen Verdichtbarkeit widerspiegeln und so zu variierenden Verdichtungsgraden führen. Die Temperatur an der Oberfläche des angelieferten, in dem Fertiger transportierten und schließlich eingebauten Asphaltmischguts lässt sich mit Wärmebildkameras oder sonstigen geeigneten Messsystemen einfach erfassen und so die thermische Entmischung feststellen (siehe Bild 3.4). Schwieriger als die Erfassung der Temperaturen beim Einbau und die Definition von Grenzwerten ist jedoch die eindeutige Zuordnung der Folgen und Auswirkungen zu der thermischen Entmischung: In vielen Untersuchungen (siehe unten) waren an dem eingebauten Asphaltmischgut zwar ausgeprägte Temperaturdifferenzen nachzuweisen, ein erhöhter Hohlraumgehalt, ein geringere Verdichtungsgrad und das frühzeitige Auftreten von Schäden konnten aber nicht immer identifiziert und/oder statistisch belegt werden. Die möglichen Schäden infolge der thermischen Entmischung entsprechen denen der strukturellen Entmischung (siehe Abschnitt 3.5.2).

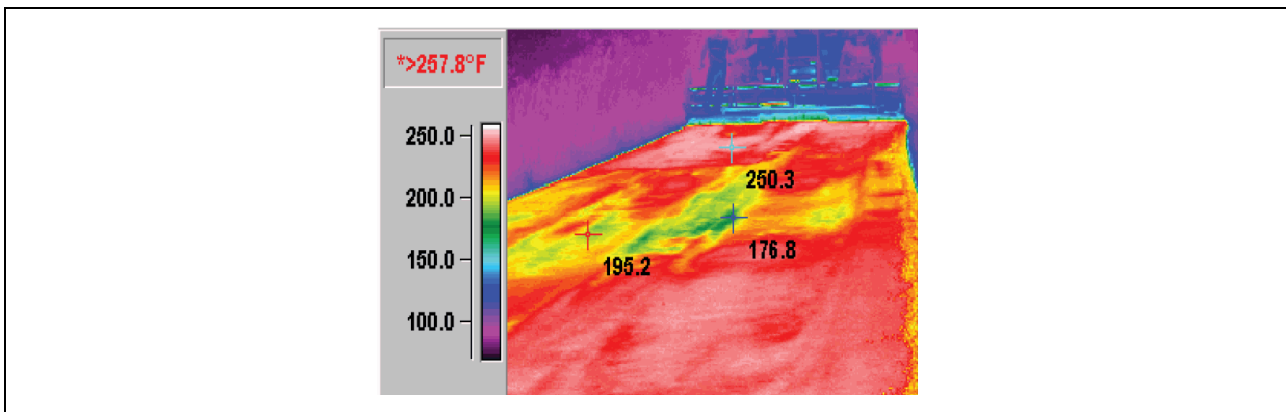


Bild 3.4: Aufnahme der Oberflächentemperaturen der frisch verlegten Asphaltschicht mit einer Wärmebildkamera [WSDoT 2004]
(250 °F = 121 °C, 195 °F = 91 °C, 177 °F = 81 °C)

Im deutschen Regelwerk sind keine Grenzwerte für zulässige Temperaturdifferenzen vorgesehen. Es bestehen lediglich Anforderungen (vgl. Tabelle 3 der TL Asphalt-StB 07) an die Höchsttemperatur bei Ausgabe aus dem Asphaltmischgutsilo (170 bis 195 °C) und an die Mindesttemperatur bei Anlieferung auf der Baustelle (130 bis 160 °C). Die Temperaturen sind in Abhängigkeit von dem verwendeten Bitumen und der Asphaltart definiert.

Im Rahmen von Untersuchungen in den USA wurden für die Temperaturdifferenzen (zwischen der niedrigsten und der höchsten ermittelten Temperatur an der Oberfläche der eingebauten Asphaltdeckschicht) folgende Grenzwerte festgelegt: eine geringe thermische Entmischung lag bei einer Temperaturdifferenz von 10 bis 16 K vor, eine mittlere thermische Entmischung bei 16 bis 21 K und eine hohe thermische Entmischung bei mehr als 21 K [Stroup-Gardiner, Brown 2000]. Um die beobachteten und teilweise der thermischen Entmischung zugeschriebenen Folgen zu vermeiden, gibt es in den USA Bestrebungen, grundsätzlich Regelungen einzuführen. In Texas zum Beispiel soll zum einen die maximal zulässige Temperaturdifferenz und zum anderen der zulässige Anteil an Temperaturdifferenzen außerhalb der Grenzwerte beschränkt werden [Sebesta u.a. 2006]. In Washington wurden bereits im Jahr 2003 bei Versuchsprojekten die Überschreitungen der zulässigen Temperaturdifferenz von 25 °F (fast 14 K) unter Berücksichtigung der in den abgekühlten Bereich erzielten Raumdichte belangt [WSDoT 2004].

Mit dem Walzen werden etwaige Temperaturdifferenzen nur marginal verändert, sodass eine temperaturbedingte unterschiedliche Verdichtbarkeit und Asphaltfestigkeit während der Verdichtung bestehen bleibt und sich nur das Temperaturniveau verschiebt [Huschek u.a. 2008]. Dadurch kann zum einen (wie auch bei der strukturellen Entmischung) der Verdichtungsgrad lokal variieren und damit verbunden die Raumdichte und der Hohlraumgehalt der eingebauten Schicht,

zum anderen können Allgemeine Unebenheiten und somit Differenzen in der Schichtdicke entstehen. Die Zunahme des Hohlraumgehaltes in Bereichen mit einer geringeren Asphaltmischguttemperatur wurde in verschiedenen Untersuchungen aus den USA mit Werten zwischen 0,9 und 3,9 % angegeben (einen Überblick gibt [Henault, Larsen 2006]). Für die Nutzungsphase steigt damit die Wahrscheinlichkeit, dass Schäden frühzeitig oder überhaupt auftreten. ([Ulrich 2009], [EAPA 2007], [Sebesta u.a. 2006], [WSDoT 2004], [Andersson, Krigsman 1993])

Bei anderen Untersuchungen wurde die Temperaturdifferenz im Hinblick auf die Endtemperatur betrachtet und deren Bedeutung herausgestellt: Unterschreitet die Asphaltmischguttemperatur bestimmt kritische Wert nicht, ist die erreichbare Raumdichte vorrangig von der durchschnittlichen Temperatur des Asphaltmischguts abhängig und die Temperaturdifferenz irrelevant. So ist zum Beispiel eine Temperaturdifferenz von 20 K im Asphaltmischgut bei einer Höchsttemperatur von 150 °C nahezu unproblematisch, während diese Temperaturdifferenz bei einer Höchsttemperatur von 100 °C zu deutlichen Unterschieden in der Verdichtung führen kann. Weiterhin war kein Zusammenhang zwischen den beim Einbau beobachteten Temperaturdifferenzen von 5 bis 30 K und der Raumdichte sowie zwischen den Temperaturdifferenzen und dem Verhalten der betroffenen Stellen nach fünf Jahren festzustellen. Daher folgerten die Autoren, dass die thermische Entmischung vernachlässigt werden kann, sofern eine für die Verdichtung des jeweiligen Asphaltmischguts maßgebliche Temperaturgrenze nicht unterschritten wird. [Henault, Larsen 2006]

Um eine thermische Entmischung zu vermeiden, sind die Lkw sowie der Kübel, die Transportbänder und die Wandungen des Fertiglers in geeigneter Weise zu beheizen und zu isolieren sowie die Bohle zu beheizen. Das Abdecken des Asphaltmischguts auf den Transportwegen reduziert ein oberflächliches Auskühlen durch die Lufttemperatur und den Wind. Um ein partielles Abkühlen des Asphaltmischguts infolge einer ungleichmäßigen Weitergabe und Ansammlung des Asphaltmischguts in Eckbereichen zu verhindern, ist die Ausformung der Behälter für das Asphaltmischgut in dem Fertiger sowie die Konstruktion des Schneckenförderers und der Verteilerschnecke geeignet zu gestalten. ([Ulrich 2009], [EAPA 2007], [Johannes, Untiedt 2006], [Raab, Partl 1996], [Andersson, Krigsman 1993]) Beim Einbau kann das Hochklappen der Flügel im Kübel die Ansammlung von Asphaltmischgut in den Ecken und somit ein inhomogenes Auskühlen des Asphaltmischguts mindern. [Henault, Larsen 2006] Der Einsatz von Beschickern führte in der Praxis zudem zu geringeren Schwankungen in der Asphaltmischguttemperatur [WSDoT 2004].

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass das Auftreten der thermischen Entmischung in dem Transportprozess und daraus resultierend auch in der eingebauten Schicht zwar gut nachgewiesen werden kann, aber die theoretisch zu erwartenden Folgen sich anhand der Untersuchungsergebnisse nicht eindeutig nachweisen und zuordnen lassen. Dies könnte unter Umständen darauf zurückzuführen sein, dass die messtechnisch erfassten ausgekühlten Stellen nur oberflächlich, in einer dünnen Schicht der eingebauten Asphaltschicht vorliegen, das darunter liegende Asphaltmischgut der eingebauten Asphaltschicht jedoch weniger abgekühlt ist und über eine genügende Wärmekapazität zur ausreichenden Verdichtung der gesamten Schichtdicke verfügt. Wichtiger erscheint es, die für die Verdichtung mindestens erforderliche Temperatur durchschnittlich einzuhalten und eine insgesamt geringere Verdichtbarkeit des Asphaltmischguts durch eine entsprechend höhere Anzahl an Walzübergängen auszugleichen (siehe hierzu Abschnitt 3.6.4). Aus diesen Gründen wird in dem Modell nur die Temperatur des Asphaltmischguts insgesamt, nicht aber die Homogenität der Temperatur (als Maß für die thermische Entmischung) abgebildet.

3.5.4 Verfügbarkeit des Asphaltmischguts – Gleichmäßigkeit und Kontinuität des Einbaus

Die Bohle ist üblicherweise als schwimmende Bohle ausgeführt. Somit folgen die Höhenlage der Einbaubohle und so die Einbaudicke aus dem Kräftegleichgewicht, das durch die Asphaltmischgutmenge vor der Einbaubohle, die temperaturabhängige Verdichtbarkeit sowie die konzeptionell bedingte Verdichtungswilligkeit des Asphaltmischguts und die Einbaugeschwindigkeit wesentlich beeinflusst wird; diese Parameter wirken auf die Auftriebskraft und den Widerstand des Asphaltmischguts, denen das Gewicht der Bohle entgegenwirkt, und auf den Anstellwinkel α (siehe

Bild 3.5). Die Einbaugeschwindigkeit kann beim Einbau gesteuert werden, die weiteren oben genannten Parameter hängen von der Konzeption, der Herstellung, dem Transport und der Verfügbarkeit des Asphaltmischguts ab. ([Ulrich 2009], [Utterodt 2010])

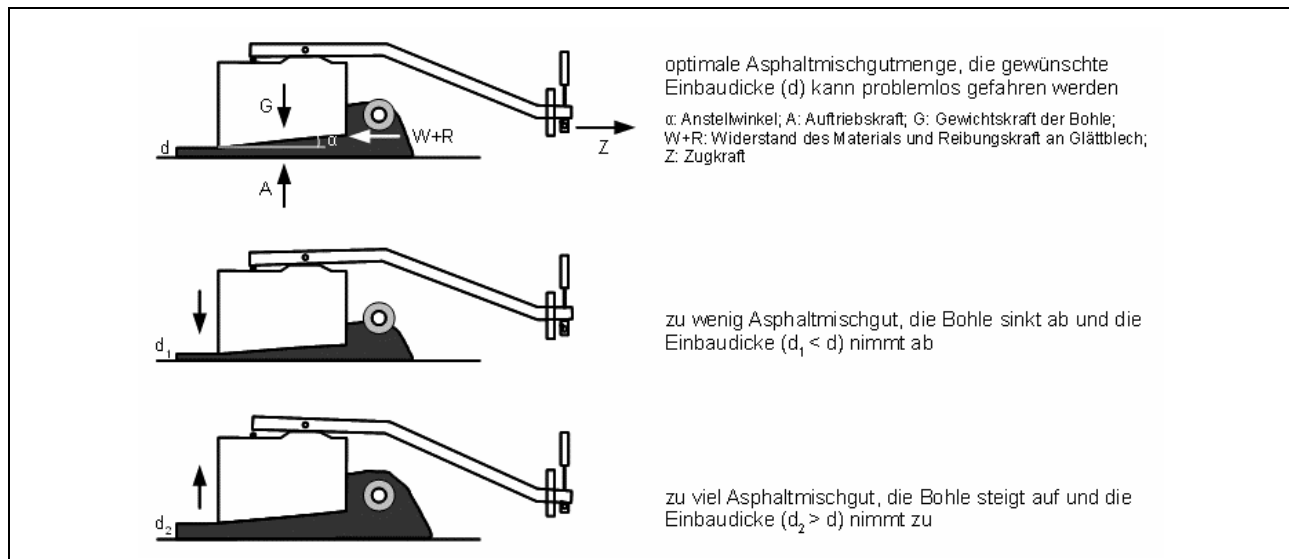


Bild 3.5: Zusammenhang zwischen der Asphaltmischgutmenge vor der Einbaubohle und der Höhenlage der Einbaubohle (nach [Hutschenreuther, Wörner 1998] und [Utterodt 2010])

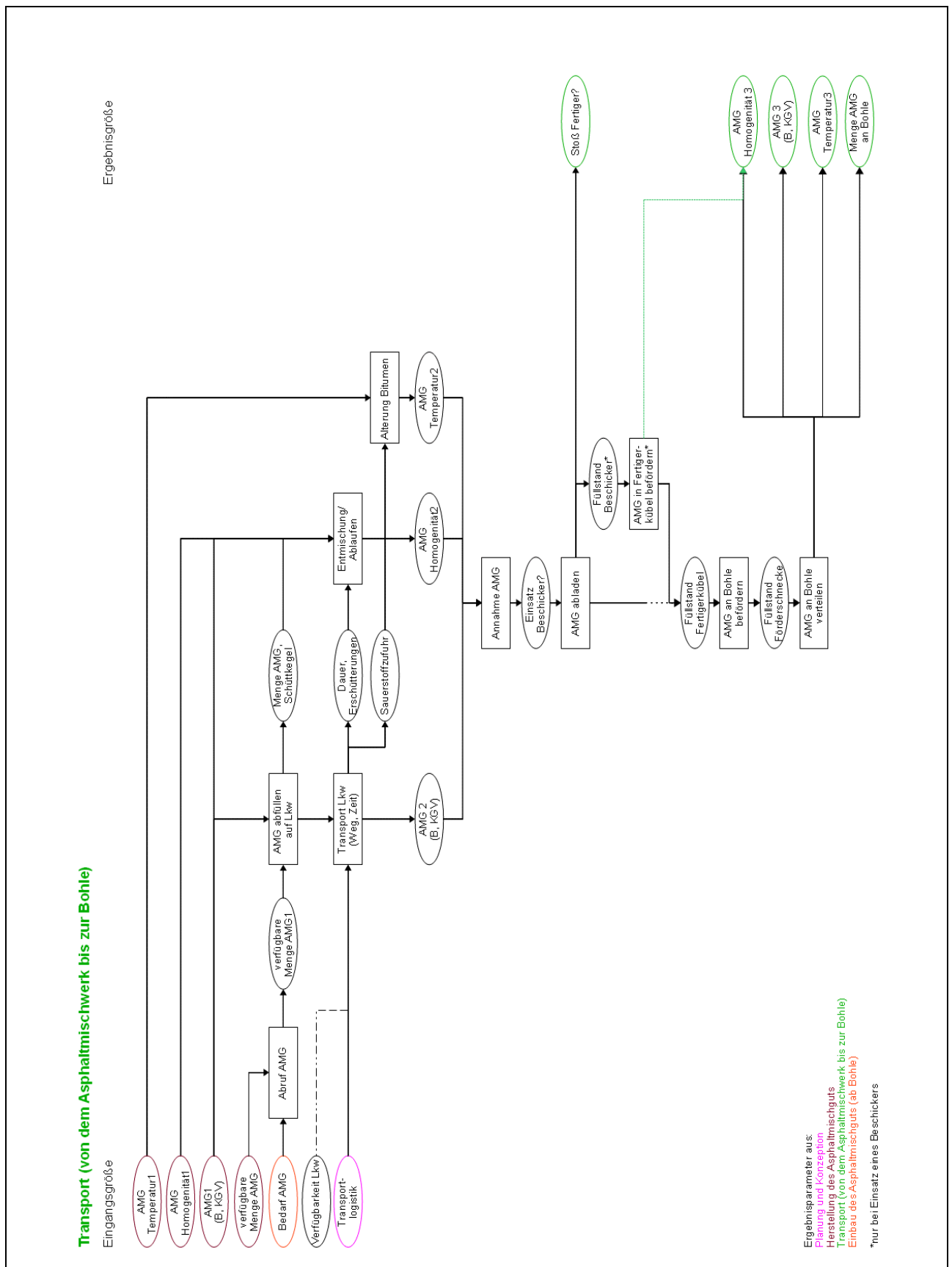
Ist die Transportgeschwindigkeit des Asphaltmischguts im Verhältnis zur Einbaugeschwindigkeit zu hoch, nimmt die Menge an Asphaltmischgut vor der Einbaubohle zu. Bei konstantem Anstellwinkel schwimmt die Bohle aufgrund des höheren Widerstands des Asphaltmischguts auf und die Einbaudicke erhöht sich. Reduziert sich die Menge an Asphaltmischgut vor der Einbaubohle, senkt sich diese aufgrund des geringeren bzw. sinkenden Widerstands des Asphaltmischguts ab und die Einbaudicke nimmt ab (Bild 3.5). Den gleichen Effekt hat eine erhöhte bzw. reduzierte Einbaugeschwindigkeit.

Falls kein kontinuierlicher Einbau möglich ist und der Fertiger zum Stillstand kommt, wird das Kräftegleichgewicht zwischen Asphaltmischgut und Einbaubohle ebenfalls gestört. Beim Stillstand wird die Bohle einsinken und beim Wiederaufahren des Fertigers aufschwimmen (um bis zu 10 mm, [Ulrich 2009]). Bei dem Transport oder aufgrund eines Stillstands des Fertigers abgekühltes Asphaltmischgut verfügt über eine geringere Verdichtbarkeit, weshalb der Einbaubohle ein höherer Widerstand entgegenwirkt und sie ebenfalls aufschwimmt; Temperaturdifferenzen von 10 K reichen hierzu bereits aus. Die Folgen sind Unebenheiten in Längsrichtung und in dem Bereich der geringeren Verdichtbarkeit ein höherer Hohlraumgehalt (vgl. Abschnitt 3.6.4). ([Stroup-Gardiner, Brown 2000], [Utterodt 2010]) Nach Erfahrungen aus der Praxis stellt die diskontinuierliche Belieferung der Baustelle mit Asphaltmischgut den Hauptgrund für die unzureichende Ebenheit von neu hergestellten Asphalttschichten dar [Buchta, Nievelt 2005]. Für eine qualitativ hochwertige Asphalttschicht müssen somit die Einbaugeschwindigkeit und die verfügbare Menge und die Eigenschaften des Asphaltmischguts vor der Bohle gleichmäßig sein.

Unvermeidbare Schwankungen in der Belieferung mit Asphaltmischgut können mit dem Einsatz eines Beschickers aufgefangen werden, da er auch als Zwischenspeicher für das Material dient. Dadurch werden unterschiedliche Füllpegel in dem Asphaltmischgutkübel des Fertigers, die Anpassung der Transportgeschwindigkeit der Förder- und Verteilerkomponenten im Fertiger und die Problematik Stillstand und Anfahren des Fertigers bei einer unterbrochenen Verfügbarkeit des Asphalts gemindert.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Gleichmäßigkeit und Kontinuität des Einbaus für die Qualität und die Lebensdauer der Asphaltdeckschicht bedeutsam ist, da mit ihnen viele Größen und deren Schwankung (insbesondere Verdichtungsgrad und Hohlraumgehalt, Schichtdicke, Ebenheit) beeinflusst werden.

3.5.5 Teilmodell Transport von Asphaltmischgut



Zur Erläuterung der grafischen Darstellungen siehe Abschnitt 2.4. Eine vergrößerte Darstellung des Modells ist in dem Anhang, Abschnitt 8.4.2 abgebildet.

3.6 Einbau und Verdichtung des Asphaltmischguts

3.6.1 Allgemeine Grundlagen

Das an die Einbaubohle beförderte und mit der Verteilerschnecke über die Breite der Einbaubohle verteilte Asphaltmischgut wird entsprechend den maschinentechnischen Einstellungen und des resultierenden Kräftegleichgewichts an der Bohle eingebaut und vorverdichtet. Die Vorverdichtung beträgt bis zu 90 %, mit einer Hochleistungsverdichtungsbohle können Verdichtungsgrade von 95 % und höher erzielt werden. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass eine über die Einbaubreite inhomogene Vorverdichtung nur bis zu einem bestimmten Maß mit der anschließenden Walzverdichtung ausgeglichen werden kann [Utterodt, Egervari 2008]: Liegt der Grad der Vorverdichtung zwischen 75 und 85 %, ist es noch möglich, Inhomogenitäten mit der Verdichtung mit Walzen auszugleichen. Bei einem höheren Grad der Vorverdichtung werden bestehende Inhomogenitäten bei der Verdichtung mit Walzen erfahrungsgemäß nur im Niveau verschoben. Die lokal unterschiedliche Vorverdichtung kann maschinentechnisch (zum Beispiel seitliche Erweiterung der Bohle, technische Defekte der Stampfer) oder durch eine ungleichmäßige Verteilung des Asphaltmischguts vor der Einbaubohle sowie durch die Entmischung des Asphaltmischguts (vgl. Abschnitte 3.5.2 und 3.5.3) bedingt sein.

In dem ersten Walzübergang wird das Asphaltmischgut üblicherweise mit statischen Walzen angedrückt, anschließend folgen die Hauptverdichtung und das Nachwalzen, das dem Porenschluss und zum abschließenden Glätten in Querrichtung dient. Die Wahl der Walzen ist abhängig von der Dicke der Schicht, der erforderlichen Tiefenwirkung der Walzen und der durch den Verkehr zu erwartenden Nachverdichtung, ihre erforderliche Anzahl ist von der Einbauleistung, dem Asphaltmischgut und den örtlichen sowie wetterspezifischen Gegebenheiten abhängig (Erläuterungen zu der Wahl und dem Einsatz der Walzen siehe Abschnitt 3.6.4). Um die Anfangsgriffigkeit zu gewährleisten, muss die Asphaltdeckschicht mit einer geeigneten Gesteinskörnung (Abstreumaterial) abgestreut werden; dies sollte für eine gute Einbindung des Abstreumaterials so früh wie möglich, spätestens aber nach dem zweiten Walzübergang erfolgen.

Die Dauer, die für die Verdichtung des Asphaltmischguts zur Verfügung steht, wird wesentlich durch das Wetter (siehe Abschnitt 3.6.2) beeinflusst, weitere Eingangsgrößen sind die Temperatur und die Menge des Asphaltmischguts und der Zustand der Unterlage (siehe Abschnitt 3.6.3). In Abhängigkeit von diesen Größen lässt sich die zur Verdichtung verfügbare Zeitspanne abschätzen (siehe Abschnitt 3.6.4, Allgemeines).

Die Größen, die zur Beurteilung der geleisteten Verdichtung dienen, sind der Verdichtungsgrad und der Hohlraumgehalt. Daneben wird die Einbauqualität bei Anwendung der ZTV Asphalt-StB 07 über die Schichtdicke (siehe Abschnitt 3.6.5), Textur (siehe Abschnitt 3.6.6) und Fahrbahnebenheit beurteilt. Zur Erfüllung dieser Kriterien muss unter anderem auch die Prozesssicherheit der Maschinentechnik gewährleistet sein: eine kontinuierliche, störungsfreie Versorgung mit Asphaltmischgut und die Funktionsfähigkeit der Geräte. Ist dies gegeben, weist das Asphaltmischgut mit einer höheren Wahrscheinlichkeit homogene Eigenschaften auf und die Einbaugeschwindigkeit und die Maschinenparameter bei dem Einbau können beibehalten werden. Andernfalls sind die Parameter anzupassen, sodass Inhomogenitäten und Unebenheiten in der Asphaltdeckschicht entstehen können (vgl. auch Abschnitt 3.5.4). [Ulrich 2009]

Die Qualifizierung der Mitarbeiter ist bedeutsam, da sie den Einbau steuern und kontrollieren und Unregelmäßigkeiten in dem Einbauprozess durch adäquate Handlungen und Anpassungen ausgleichen müssen. Bei besonderen Bauweisen oder sonstigen Besonderheiten beim Einbau ist es sinnvoll, dass eine Person auf der Baustelle anwesend ist, die über das tägliche Geschäft hinaus umfassende fachliche Kenntnisse über die „Besonderheit“ besitzt. ([Riechert, Nolle 1999], [Buchta, Nievelt 2005], [Poppy 2005]) Beim Einbau von „traditionellen“ Asphaltmischungen, das heißt bei Asphaltmischungen, mit denen das Einbaupersonal bereits umfangreiche Erfahrungen besitzt, und auch mit wachsender Routine auf der einzelnen Baustelle ist zu erkennen, dass die Sicherheit in der Ausführung und dem „Zusammenspiel“ der Beteiligten zu deutlich geringeren Schwankungen in

den Kennwerten der eingebauten Schicht führt. [Partl 1992] Sobald von dem Standardeinbau aber abgewichen wird, ist eine erhöhte Aufmerksamkeit und Aktivität des Personals auf der Baustelle und eine verstärkte Kontrolle der Ergebnisse erforderlich, bis die Abläufe routiniert erfolgen.

Die Tragfähigkeit und Verformungsbeständigkeit der zu überbauenden Schichten muss stets genau geprüft werden und hat sowohl technische als auch wirtschaftliche Bedeutung. Würden trotz fehlender Eignung der unteren Schichten (zum Beispiel Risse, unzureichende Tragfähigkeit) diese überbaut, wären frühzeitig Schadensbilder an der Oberfläche der neuen Asphalttschicht zu erwarten. Die Lebensdauer der Asphaltdeckschicht würde daher trotz ihrer möglicherweise guten Herstellung verkürzt. Daneben sind die Verformungsbeständigkeit und die Tragfähigkeit der unteren Schichten dafür notwendig, dass die neue Asphalttschicht richtig eingebaut und verdichtet werden kann [Martin, Cooley, Hainin 2003]; wäre beispielsweise der Untergrund zu weich, würde ein großer Teil der Verdichtungsenergie in der Unterlage verloren gehen. Für die vorliegende Arbeit wurde bereits die Annahme getroffen, dass die unteren Schichten zur Überbauung geeignet, tragfähig und verformungsbeständig sind (vgl. Abschnitt 3.2).

Weiterhin muss die Unterlage sauber sein, sodass sie frei von Schmutz und kein geschlossener Wasserfilm, Schnee oder Eis auf ihr vorhanden ist. Da diese Komponenten wie ein Trennmittel wirken würden, ist dies eine wesentliche Voraussetzung, um einen ausreichenden Schichtenverbund erreichen zu können. Für eine gute Verklebung der beiden Schichten wird die Unterlage üblicherweise mit Bitumenemulsion angesprüht (vgl. [M SNAR 98]).

Die Verklebung ist ein wesentlicher Teil des Schichtenverbunds, den anderen Teil stellt die Verzahnung der beiden Schichten dar. Die Möglichkeit der Verzahnung wird stark durch die Bauweise bestimmt: Wird die Asphaltdeckschicht nicht wie beim konventionellen Einbau auf die abgekühlte und geebnete Oberfläche der unteren Schicht einbaut, sondern auf der noch heißen und nur vorverdichteten Unterlage hergestellt, wie bei der Kompaktasphaltbauweise „heiß auf heiß“, kann sich bei gemeinsamen Verdichtung beider Schichten eine ausgeprägte Verzahnung bilden.

Der Schichtenverbund ist von besonderer Bedeutung für die Lebensdauer der Asphaltbefestigung (siehe Abschnitt 3.6.3), da er die Bewegungen zwischen den Schichten bzw. der beiden Schichten gegeneinander durch die Belastungen aus Verkehr und Klima verhindern soll.

Je nach Breite der herzustellenden Asphalttschicht, der maximalen Einbaubreite des Fertigers und den Rahmenbedingungen auf der Baustelle kann die Asphalttschicht über die gesamte Breite oder in mehreren Bahnen eingebaut werden. Bei dem bahnenweisen Einbau ist auf eine saubere Ausführung und einen dichten und festen Verbund an der Naht sowie eine ausreichende Verdichtung der Naht zu achten. Da die Vorgehensweise meist baubetrieblich bedingt ist und die möglichen Auswirkungen einer ungenügenden Ausführung primär lokal begrenzt sind, wird der Einfluss der Naht und ihrer Ausführung im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

Aufgrund der zahlreichen Zusammenhänge und Zwischengrößen sowie aus Gründen der Übersichtlichkeit werden für den Einbau der Asphaltdeckschicht zwei Teilmodelle erstellt; mit dem einen Teilmodell wird der Einbau an sich abgebildet (siehe Abschnitt 3.6.7) und mit dem zweiten Modell die Verdichtung des verlegten Asphaltmischguts (siehe Abschnitt 3.6.8). Dabei wird der Einbau weiter die Vorbereitung der Unterlage (Ansprühen) einerseits und den tatsächlichen Einbau des Asphalts mit dem Fertiger andererseits unterteilt.

3.6.2 Wetterbedingungen beim Einbau

In der Praxis werden die Begriffe Wetter, Witterung und Klima teilweise uneinheitlich und in einem anderen Sinn als es der Definition entspricht verwendet. Um Missverständnisse zu vermeiden, wird die Definition dieser Begriffe gemäß [DWD 2009] hier kurz wiedergegeben: Als „Wetter“ wird der aktuelle physikalische Zustand an einem Ort oder in einem begrenzten Gebiet bezeichnet, der mit Hilfe verschiedener Größen, wie beispielsweise Lufttemperatur, Luftfeuchtigkeit, Windrichtung, Windgeschwindigkeit, Bewölkung und Niederschlag, beschrieben wird. Die „Witterung“ bezieht sich auf den allgemeinen, durchschnittlichen Zustand des Wetters in einem kurz- bis mittelfristigen Zeitraum (von einigen Tagen oder Wochen, bis zu Jahreszeiten) an einem Ort oder in einem

begrenzten Gebiet und wird mit typischen Witterungstypen oder -verläufen charakterisiert. Mit dem „Klima“ umschreibt den mittleren Zustand der verschiedenen Wettererscheinungen über einen längerfristigen Zeitraum (meist 30 Jahre) an einem Ort oder in einem begrenzten Gebiet. Das Klima wird demzufolge mit Mittelwerten, Extremwerten, Häufigkeiten usw. der Wettererscheinungen beschrieben.

Nicht nur die Lufttemperatur beim Einbau, wie in Abschnitt 3.6.1 dargestellt, beeinflusst die Dauer, die zur Verdichtung des Asphalts zur Verfügung steht, sondern das Wetter insgesamt. Infolge der Bedeutung der Verdichtung für die Qualität der Schicht und ihrer Beeinflussbarkeit durch das Wetter, kann der Rückschluss gezogen werden, dass „hier ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen Witterungseinfluss (bzw. Wettereinfluss; red. Anm.) und Brauchbarkeit (der Schicht; red. Anm.) besteht.“ [Dressel, Oesterle 1977] Vor diesem Hintergrund werden in den ZTV Asphalt-StB 07 in Abhängigkeit von der verwendeten Asphaltart bzw. Asphaltbauweise Voraussetzungen für das Wetter beim Einbau (Lufttemperatur, Niederschlag, Wind) festgelegt. Diese Regelungen beruhen auf Erfahrungen aus der Praxis sowie Forschungsergebnissen und sollen die Gefahr des zu schnellen Abkühlens des Asphaltmischguts mindern, mit dem Ziel, die Qualität und infolgedessen eine lange Lebensdauer der Asphalttschicht zu sichern. Eine Anforderung an die Temperatur der Unterlage wird in den ZTV Asphalt-StB 07 nur beim Einbau von Offenporigem Asphalt gestellt. Die Temperatur der Unterlage sollte bei der Entscheidung über den Einbau jedoch stets Berücksichtigung finden, da sie das Auskühlen des einzubauenden Asphaltmischguts ebenfalls beeinflusst.

Das Abkühlen des Asphaltmischguts ritt ein mit dem Wärmetransport von dem heißen Asphaltmischgut zu den umgebenden kühleren Partikeln des Asphaltmischguts sowie zu der Luft (Konvektion). Dieser Abkühlvorgang kann mit einer höheren Umgebungstemperatur oder durch Sonneneinstrahlung verzögert werden. [Chang, Chang, Chen 2009] Bei dem Einbau bei Tag verfügen (in der Reihenfolge der Aufzählung) der Niederschlag bzw. das auf der Unterlage vorhandene Wasser, die Schichtdicke, die Sonneneinstrahlung, die anfängliche Asphaltmischguttemperatur, der Wind und schließlich die Lufttemperatur über den größten Einfluss auf das Abkühlen des Asphaltmischguts [Schellenberger 1997]. Seitens des Asphaltmischguts bestimmt der Hohlraumgehalt über die mögliche Kontaktfläche zur Luft den Abkühlvorgang. In Untersuchungen zeigte sich, dass relativ offenes Asphaltmischgut mit einem Hohlraumgehalt von über 10 V.-% deutlich schneller auskühlt als dichteres Asphaltmischgut [Chang, Chang, Chen 2009].

Fällt während des Einbaus Niederschlag oder ist durch vorherigen Niederschlag Wasser auf der Unterlage vorhanden, liegt das Problem der Feuchtigkeit auf der Unterlage vor (siehe unten und Abschnitt 3.6.3). Weiterhin verliert das Asphaltmischgut Wärme, wenn das Regenwasser beim Kontakt mit dem heißen Asphaltmischgut erhitzt wird und schließlich verdampft. Bei einer 4 cm dicken Asphaltdeckschicht mit einer Anfangstemperatur von 160 °C, die auf einer Unterlage eingebaut wird, die mit einem 1 mm dicken Wasserfilm von 10 °C bedeckt ist, beträgt der Wärmeverlust allein durch die Verdunstung des Wasserfilms 29 °C. Die zur Verdichtung verfügbare Zeitspanne wird folglich bei Niederschlag deutlich verkürzt, und dies umso mehr, je dünner die herzustellende Asphalttschicht ist. ([Schellenberger 1997], [Chang, Chang, Chen 2009])

Verdampft das auf der Unterlage vorhandene Wasser, bildet sich Wasserdampf, der ein größeres Volumen besitzt als Wasser. Kann der Wasserdampf aus dem Asphaltmischgut beim Walzen zwar entweichen, aber insgesamt keine ausreichende Verdichtung mehr stattfinden, entsteht ein Kapillarsystem, durch das während der Nutzungsphase Wasser eindringen und die Fahrbahnbefestigung schädigen kann. Entweicht der Wasserdampf nicht, bleiben relativ große Hohlräume zurück, sodass Blasen und Ringrisse im Bereich der (ursprünglichen) Wasseransammlung entstehen können.

Wind ist beim Einbau problematisch, da das einzubauende Asphaltmischgut und die hergestellte Fläche nicht nur schneller, sondern auch ungleichmäßig auskühlen können. Die Kerntemperatur einer Asphalttschicht kann von der Oberflächentemperatur um bis zu 25 °C (gemessen an Proben aus Offenporigem Asphalt) abweichen und daher theoretisch eine weitere Verdichtung ermöglichen ([Wendebaum 2004], [Chang, Chang, Chen 2009]). Ist aber bereits eine so dicke Schicht an der Oberfläche ausgekühlt, die von dem darunter liegenden Asphaltmischgut nicht mehr ausreichend erwärmt wird, kann beim Walzen die Struktur der Oberfläche bzw. der erkalteten Schicht

geschädigt werden. Als Folge von ungünstigen Wetterverhältnissen sind daher häufig Risse und Gefügestörungen in den stark abgekühlten, aber dennoch weiter gewalzten Bereichen zu verzeichnen. Ferner resultieren daraus und aus der zudem meist zu geringen oder inhomogenen Verdichtung dieser Bereiche ein beeinträchtigter Porenschluss und folglich eine poröse Oberfläche. ([Dressel, Oesterle 1977], [Riechert, Nolle 1999], [Hutschenreuther, Wörner 1998]) Sind die Poren in der Asphaltdeckschicht nicht geschlossen, kann Wasser in die Fahrbahnbefestigung eindringen, später Schäden wie Schlaglöcher, Risse und Abplatzungen hervorrufen und infolgedessen die Lebensdauer reduzieren (vgl. auch Abschnitt 3.6.4).

Eine langsame Abkühlung der Asphaltschicht (nach ihrer Verdichtung) wirkt sich positiv auf ihren Verformungswiderstand aus, wie Untersuchungen an Asphaltbetonschichten gezeigt haben. Im Vergleich zu Probekörpern, die schnell abkühlten, wurde an Probekörpern mit langsamer Abkühlung eine durchschnittlich um etwa 20 % geringere Stempелеindringtiefe gemessen. [Zander 2004]

Bei hohen Lufttemperaturen ist darauf zu achten, dass zum einen das Asphaltmischgut nicht aus Gewohnheit im Verdichtungsablauf überverdichtet wird und zum anderen die Zeitspanne bis zur Verkehrsfreigabe für die erforderliche Abkühlung ausreicht. Dabei ist es nach Untersuchungen für den Verformungswiderstand günstiger, wenn im Rahmen der Abkühlung die Gebrauchstemperatur bereits unterschritten wurde; in den Untersuchungen wurden bei gleicher Prüftemperatur höhere Viskositäten des Bitumens gemessen, wenn die Prüftemperatur von einer geringeren Temperatur aus angesteuert wurde als bei Ansteuerung von einer höheren Ausgangstemperatur [Zander 2004].

Zusammenfassend ist der Wetterbedingung beim Einbau Rechnung zu tragen sowohl (und besonders) um einen ordnungsgemäßen und qualitativ hochwertigen Einbau zu sichern als auch um eine zu frühzeitige Verkehrsfreigabe mit einer (zu dieser Zeit) zu hohen Belastung zu vermeiden.

3.6.3 Schichtenverbund und Eigenschaften der Unterlage

Prüfung und Einflussfaktoren auf den Schichtenverbund

Der Schichtenverbund wird an Bohrkernen mit dem Prüfverfahren nach Leutner [TP Asphalt-StB 07 T80] geprüft. Dabei wird die Scherkraft in Abhängigkeit von dem Scherweg ermittelt. Eine hohe Scherkraft deutet auf einen starken Schichtenverbund hin. Ist der dazugehörige Scherweg gering, verschieben sich die Schichten nur wenig gegeneinander, bevor sie sich voneinander trennen bzw. auseinander brechen; dann kann eine gute Verzahnung oder eine relativ steife Konstruktion angenommen werden. Lange Scherwege bedeuten eine stärkere Verschiebung der Schichten, wobei diese aber noch aneinander haften; in diesem Fall resultiert der Schichtenverbund vorrangig aus der Verklebung oder die Konstruktion ist relativ weich.

Ist auf der Unterlage Wasser vorhanden, wird dem aufgetragenen Asphaltmischgut sehr viel Wärme entzogen (siehe Abschnitt 3.6.2). In der Folge kann die Verklebung durch eine unzureichende Verdichtung des Asphaltmischguts und dementsprechend ein zu geringes Andrücken des Asphaltmischguts an die bestehende Asphaltschicht herabgesetzt werden.

Die Textur der Unterlage konnte in verschiedenen Untersuchungen kein eindeutiger Einfluss auf den Schichtenverbund zwischen Asphaltdeckschicht auf Asphaltbinderschicht nachgewiesen werden. Es wurde jedoch festgestellt, dass der Schichtenverbund stärker ist, wenn feinkörniger Asphalt auf eine grobkörnige Unterlage eingebaut wird. Dabei ist (bis zu nicht näher definierten Grenzen) die Erhöhung des Schichtenverbunds umso stärker, je größer der Unterschied zwischen den durchschnittlichen Korngrößen der beiden Schichten ist. Dies ist in einem höheren Reibungswiderstand zwischen den beiden Asphaltschichten und einer stärkeren Verzahnung begründet und zeigt sich in einer steigenden Scherkraft und einem abnehmenden Scherweg. Ist die obere Schicht jedoch zu feinkörnig und wird sie auf eine alte, grobkörnige Unterlage gebaut, wurden durch die Verformung der oberen Schicht nahe der Schichtgrenze dann längere Scherwege ermittelt. ([van der Heide 1985], [Pös 1991], [Freund, Codjia, Vassiliou 1994])

Das Alter bzw. der Zustand der Unterlage beeinflusst somit ebenfalls das Maß des Schichtenverbunds. Ist die Unterlage frisch hergestellt und wird die obere Schicht zeitnah auf dieser eingebaut, sind höhere Scherkräfte zu ermitteln als bei dem Einbau der oberen Schicht auf einer älteren und bewitterten Schicht. [Lobach, Renken 2005] Dies lässt sich unter anderem auf die Alterung des Bitumens, eine verminderte Adhäsion zwischen Gestein und Bitumen oder eine geschwächte Struktur der unteren Schicht zurückführen.

Im Folgenden werden die Einflüsse des Asphaltmischguts und seiner Zusammensetzung auf den Schichtenverbund dargestellt. Dabei ist aber zu bedenken, dass die Zusammensetzung auch Faktoren wie die Adhäsion zwischen den Gesteinskörnern und dem Bitumen, die Kohäsion des Bitumens selbst und die Beschaffenheit der Oberfläche der Gesteinskörner (Rauheit, Porosität; siehe Abschnitt 3.3.2) enthält, die das Ergebnis ebenso beeinflussen [Grätz, Suß 1983].

Die Verwendung eines härteren Bitumens in dem einzubauenden Asphaltmischgut führt zu höheren Scherkräften als bei einem weicheren Bitumen. Weiterhin sind die Scherkräfte bei Splittmastixasphalt höher als bei Asphaltbeton und allgemein bei Asphaltmischgut mit feinkörnigem Gestein höher als bei Asphaltmischgut mit mehr grobkörnigem Gestein; diese Beobachtung lässt sich auf das unterschiedliche Tragwirkungsprinzip der Asphaltarten zurückführen. Eine ähnliche Wirkung besitzt der Hohlraumgehalt der Asphaltschicht: Mit sinkendem Hohlraumgehalt steigen die Werte für die Scherkraft und den Scherweg. ([Pös 1991], [Freund, Codjia, Vassiliou 1994])

Der Bitumengehalt in den Schichten beeinflusst – wie die Ansprühmenge – ebenfalls den Schichtenverbund. Die Untersuchungsergebnisse sind allerdings auf den ersten Blick nicht eindeutig: Einerseits konnten für den Fall des Einbaus der oberen Schicht auf einer frischen, nicht angesprühten Unterlage steigende Scherkräfte festgestellt werden, wenn der Bitumengehalt in der unteren Schicht höher war [Pös 1991], andererseits ergaben sich sinkende Scherkräfte und zunehmende Scherwege für die Schichtgrenze zwischen Asphaltdeckschicht und Asphaltbinderschicht, wenn die Unterlage angesprüht war [Freund, Codjia, Vassiliou 1994]. Um diese Ergebnisse nachzuvollziehen, ist die in der Schichtgrenze resultierende Bitumenmenge zu betrachten, denn „je höher der Bindemittelgehalt in der unteren Schicht ist, umso größer ist die Wahrscheinlichkeit, dass sich überschüssiges Bindemittel in der Schichtgrenze ansammelt“ [Freund, Codjia, Vassiliou 1994]. Die Kombination von geringeren Scherkräften und zunehmenden Scherwegen deutet auf eine Verformbarkeit in der Schichtgrenze hin, die auf eine „Gleitschicht“ aus Bitumen und Ansprühmittel in der Schichtgrenze zurückgeführt werden kann (vgl. unten, Ansprühen der Unterlage). Dementsprechend ist das Erscheinungsbild der abgesicherten Oberflächen häufig mager, wenn kurze Scherwege bestimmt wurden, und fett bei langen Scherwegen. ([van der Heide 1985], [Pös 1991], [Freund, Codjia, Vassiliou 1994])

Mit einem höheren Bitumengehalt in dem einzubauenden Asphaltmischgut (und so ebenfalls einer steigenden resultierenden Bitumenmenge) nimmt der Scherweg zu, sowohl bei dem Einbau auf einer frischen als auch auf einer älteren Unterlage [Pös 1991]. In einer weiteren Untersuchung konnte dieser Zusammenhang jedoch nicht für alle betrachteten Schichtenverbunde von Asphaltdeckschicht und Asphaltbinderschicht festgestellt werden [Freund, Codjia, Vassiliou 1994]; dies kann zum einen auf eine „Gleitschicht“ zurückzuführen und zum anderen in weiteren Einflüssen begründet sein, die aus den verschiedenen Ansprühmitteln sowie der unterschiedlichen Zusammensetzung des Asphaltdeckschichtmischguts resultieren.

In dem Modell werden der Zustand und das Ansprühen der Unterlage sowie die mögliche Ausprägung des Schichtenverbunds mit Verklebung und Verzahnung abgebildet. Für die Definition des quantitativen Zusammenhangs sind aber detailliertere Betrachtungen erforderlich, die eine Aussage darüber erlauben, ob eventuell zu viel Bitumen in der Schichtgrenze vorhanden ist.

Ansprühen der Unterlage

Sofern die Unterlage aus Asphalt besteht und eine Schicht aus Walzasphalt auf dieser hergestellt werden soll, wird die Unterlage in der Regel mit Bitumenemulsion angesprüht. Dadurch soll etwaige trotz Säuberung verbliebene feinste Verschmutzung gebunden werden und der

Schichtenverbund zwischen Unterlage und herzustellender Asphaltsschicht sich gut ausbilden können. Die Verwendung der Bitumenemulsion erwies sich als zweckmäßig, weil damit auf der Unterlage eventuell (in Maßen) vorhandene Feuchtigkeit aufgrund des in der Bitumenemulsion enthaltenen Wassers unkritisch ist und von dieser „aufgenommen“ werden kann und weil mit der Bitumenemulsion eventuelle Staubschichten besser durchdrungen und gebunden werden [Metelmann, Beecken 1979].

In den ZTV Asphalt-StB 07 sind die Art und Sorte der Bitumenemulsion definiert, die verwendet werden soll; deshalb wird die Wahl des Ansprühmittels in dem Modell nicht berücksichtigt. Die verbleibenden Fehlerquellen bei dem Ansprühen liegen dann einerseits in dem zu frühen Überbauen und andererseits in der Dosierung der Bitumenemulsion.

Zum Zeitpunkt des Einbaus der neuen Asphaltsschicht, muss die Bitumenemulsion gebrochen und das Wasser oder das Lösungsmittel aus der Emulsion verdunstet sein [ZTV Asphalt-StB 07]. Die Dauer des Abbindeprozesses variiert (bei gleicher Rezeptur) mit dem Wetter. Ist die Bitumenemulsion noch nicht gebrochen und das enthaltene Wasser noch nicht verdunstet und entwichen, gleicht dies der Problematik von auf der Unterlage vorhandenem Wasser (siehe Abschnitt 3.6.2).

Für die Ansprühmenge sind in den ZTV Asphalt-StB 07 Bereiche in Abhängigkeit der Art und der Beschaffenheit der Oberfläche der Unterlage empfohlen. Nach Erfahrungen aus der Praxis sind die oberen Werte teilweise sehr hoch [Bleßmann u.a. 2008] und nur in Sonderfällen in Erwägung zu ziehen. Die Beschaffenheit der Unterlage wird in die Zustände frisch, gefräst, sehr offenporig und ausgemagert unterteilt, in entsprechender Folge steigt der empfohlene Bereich der Ansprühmenge.

Um eine gute Verklebung und damit einen guten und möglichst gleichmäßigen Schichtenverbund zu erreichen, sind die richtige Dosierung und das gleichmäßige Auftragen der Bitumenemulsion wichtig: Wird zu wenig Bitumenemulsion aufgebracht, kann es zu einer unzureichenden Verklebung kommen. Wird zu viel Bitumenemulsion aufgebracht, kann diese bei horizontaler Beanspruchung später wie eine Gleitschicht wirken. So zeigte sich, dass die „Reibung“ in der Schichtgrenze in Abhängigkeit von der Ansprühmenge ein Maximum aufweist. ([van der Heide 1985], [Hutschenreuther, Wörner 1998], [Pös 1991]) Bei einem ungleichmäßigen Aufbringen des Ansprühmittels treten die beschriebenen Phänomene entsprechend dem ungleichmäßigen Ansprühen lokal begrenzt in den Bereichen mit zu wenig bzw. mit zu viel Bitumenemulsion auf. Zudem kann sich dann der Abbindeprozess der Bitumenemulsion lokal unterscheiden, sodass lokal die Bitumenemulsion zu früh überbaut wird. Ebenso kann trotz gleichmäßigem Ansprühen eine inhomogene Unterlage, das heißt eine Unterlage mit zum Beispiel Bereichen von Mörtelanreicherungen und Ausmagerungen, ähnliche Auswirkungen auf den Schichtenverbund hervorrufen wie ein ungleichmäßiges Ansprühen.

Untersuchungen mit dem Prüfverfahren nach Leutner an im Labor hergestellten Proben haben gezeigt, dass die Scherkraft mit einer deutlichen Erhöhung der Ansprühmenge (von 150 g/m² auf 350 g/m²) sinkt; dies entspricht der Erkenntnis über die in der Schichtgrenze resultierende Bitumenmenge (siehe oben). Weiterhin ist eine Steigerung des Schichtenverbunds nicht immer gegeben, wenn die frische Oberfläche der Asphaltbinderschicht adäquat angesprüht wurde; insbesondere bei dem Überbauen mit Splittmastixasphalt ist keine Verbesserung erkennbar. [Lobach, Renken 2005] Auch verschiedene Untersuchungen und die Praxis zeigen, dass der Schichtenverbund bei dem Einbau „frisch auf frisch“, und in diesem Fall ohne Ansprühen, am günstigsten ist (siehe [van der Heide 1985] und die Ausführungen in [Stöckert 2002]). Daher wird auf das Ansprühen häufig verzichtet, wenn die Schicht zeitnah auf der frisch hergestellten und nicht oder nur kaum befahrenen Unterlage eingebaut wird.

Bei einer Untersuchung mehrerer Bohrkerns von verschiedenen, für die Praxis repräsentativen Maßnahmen zeigten sich an den Bohrkernen je Messfeld zum Teil deutliche Varianzen in der ermittelten Scherkraft und dem Scherweg (siehe Tabelle 3.3), wobei die Scherversuche von unterschiedlichen Prüfstellen durchgeführt wurden. Die hohe Vergleichsstandardabweichung zeigt, dass die Durchführung des Prüfverfahrens in den einzelnen Prüfstellen unterschiedlich war, weshalb die festgestellte Spannweite der Ergebnisse nicht allein auf eine unterschiedliche Ausführung des Schichtenverbunds zurückzuführen ist. [Freund, Codjia, Vassiliou 1994]

	Scherkraft	Scherweg
Spannweite	23,7 ... 32,5 kN	2,5 ... 3,2 mm
Wiederholstandardabweichung	2,0 ... 4,9 kN	0,26 ... 0,46 mm
Vergleichstandardabweichung	4,2 ... 7,7 kN	0,42 ... 0,60 mm

Tabelle 3.3: Verteilung der Messergebnisse des Schichtenverbunds an Bohrkernen von vier Untersuchungsfeldern (Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt auf Asphaltbinderschicht) [Freund, Codjia, Vassiliou 1994]

Für den Schichtenverbund zwischen Asphaltdeckschicht (AB 0/11) und Asphaltbinderschicht (ABi 0/16) mit 0,2 kg/m² Haftkleber als Ansprühmittel konnten mit einer Varianzanalyse bis zu 41 % der Varianz der Scherkraft und bis zu 38 % der Varianz des Scherwegs auf Inhomogenitäten der Bauausführung zurückgeführt werden. War die Unterlage mit 0,3 kg/m² Haftkleber angesprüht, war der Varianzanteil aus der inhomogenen Bauausführung geringer und betrug 21 % für die Scherkraft und 12 % für den Scherweg. Ob diese Ergebnisse im Detail auf ein ungleichmäßiges Ansprühen mit der geringeren Menge, auf eine inhomogene Unterlage mit unterschiedlichem Bitumengehalt oder ungleicher Säuberung oder auf allgemein Varianzen in der Herstellung und dem Einbau der oberen Schicht zurückzuführen ist, ergab die Untersuchung nicht. [Freund, Codjia, Vassiliou 1994]

Auswirkungen des Schichtenverbunds auf das Gebrauchsverhalten der Asphalttschichten

Fehlt der Schichtenverbund oder ist dieser nicht vollständig vorhanden bzw. für die Belastung nicht ausreichend, stellen die Schichten der Asphaltbefestigung kein Gesamtpaket dar, sondern mehrere einzelne Schichten. Die Auswirkung ist, dass beim Einleiten von vertikalen und horizontalen Kräften die Kräfte nicht der Konzeption entsprechend abgeleitet werden können, sondern die Schichten sich gegeneinander verschieben und in den einzelnen Schichten höhere Radialspannungen entstehen. In der Folge biegen sich die einzelnen Schichten übermäßig durch, sodass der Widerstand der Fahrbahnbefestigung gegenüber Belastungen aus Witterung und Verkehr und somit auch die Lebensdauer der Asphaltbefestigung erheblich sinken. ([AP 25/B5.1 1990], [Freund, Codjia, Vassiliou 1994], [Stöckert 2002], [Schönleitner 2007]) Dabei ist zu bedenken, dass jede kleinste Beanspruchung zu einer entsprechenden Bewegung des Materials führt und somit zu einer Bewegung in der Schichtgrenze. Diese Bewegung mag zwar zunächst infinitesimal und ein Großteil von ihr elastisch sein, infolge der Vielzahl der Belastungen und der Alterung wird die Bewegung jedoch zunehmen und zu einem höheren Anteil irreversibel werden. Ist der Schichtenverbund herstellungsbedingt reduziert, kann diese Bewegung bereits zu Anfang größer sein und die Dauer bis zu einer Trennung der Schichten und somit einem fehlenden Schichtenverbund an dieser Stelle stark verkürzt werden. So weisen verschiedene Untersuchungsergebnisse über die Auswirkung des Schichtenverbunds nach, dass mit einem nicht vollständigen Schichtenverbund die Lebensdauer überproportional sinkt, siehe Tabelle 3.4. ([Metelmann, Beecken 1979], [Stöckert 2002])

Schichtenaufbau	nach Bauklasse I, RStO 75 (4 cm ADS, 8 cm ABi, 18 cm ATS) [Metelmann, Beecken 1979]	unbekannt (ADS, ABi, ATS) [Geigenmüller, Ewe, Köhler 1998]
Lebensdauer		
bei vollem Schichtenverbund ins beiden Schichtgrenzen	100 %	100 %
bei fehlendem Schichtenverbund in der oberen Schichtgrenze	30 %	70 %
bei fehlendem Schichtenverbund in beiden Schichtgrenzen	3%	10 %

Tabelle 3.4: Lebensdauer (gemessen mit den Anzahl der ertragbaren Lastzyklen) bei fehlendem Schichtenverbund, ermittelt durch Berechnungen mit dem Programm BISAR ([Metelmann, Beecken 1979], [Geigenmüller, Ewe, Köhler 1998])

In Tabelle 3.4 sind die reduzierten Lebensdauern bei fehlendem Schichtenverbund dargestellt, die sich aus Berechnungen mit dem Programm BISAR in verschiedenen Untersuchungen ergaben. Allerdings wurden (Software-bedingt) bei diesen Berechnungen nur die vertikal und nicht die horizontal wirkenden Kräfte berücksichtigt, obgleich die horizontalen Kräfte zum einen bei vielen Schadensbildern der oberen Schichten mitwirken und zum anderen der Schichtenverbund für ihre Weitergabe besonders bedeutsam ist. Beurteilungskriterium für die Lebensdauer war bei beiden Untersuchungen die Dehnungen an der Unterseite der Asphalttschichten. ([Metelmann, Beecken 1979], [Geigenmüller, Ewe, Köhler 1998])

In dem Arbeitspapier 25/B5.1 der FGSV sind ähnliche Ergebnisse zu finden, wobei hier die Lebensdauer mit der Biegebeanspruchung an der Unterseite der Asphalttragschicht in der Lastachse beurteilt wird. Für Asphaltbefestigungen der Bauklasse I reduziert sich die Lebensdauer bei fehlendem Schichtenverbund zwischen Asphaltdeckschicht und Asphaltbinderschicht auf etwa 37 % und bei fehlendem Schichtenverbund in der unteren Schichtgrenze auf rund 10 %. [AP 25/B5.1 1990]

In einer weiteren Untersuchung wurden Berechnungen mit sogenannten Verbundfaktoren durchgeführt. Die Verbundfaktoren wurden aus dynamischen Scherversuchen an Probekörpern ermittelt und berechnen sich als Quotient aus der Verschiebung der beiden Schichten gegeneinander und der Scherspannung. Die Berechnungen ergaben, dass bei schlechtem Verbund (wenn keine Verklebung, sondern nur die Reibung wirksam ist) sich die Anzahl maximal möglicher Achsübergänge auf 35 bis 47 % reduziert. Die Spannweite des Ergebnisses hängt von der Dicke der Asphalttragschicht ab. [Wellner, Ascher 2007]

Die Eingabe- bzw. Randparameter der verschiedenen Untersuchungen sind in der Literatur nicht immer angegeben, wodurch die Vergleichbarkeit der Ergebnisse und eine abschließende Beurteilung nicht möglich sind. Alle zeigen sie aber die Bedeutung des Schichtenverbunds für die Belastbarkeit der Asphaltbefestigung und, dass mit einem reduzierten Schichtenverbund eine überproportional negative Auswirkung auf die Nutzung und die Lebensdauer besteht, die sich auch in der Praxis beobachten lässt. Beispielsweise ergab eine Untersuchung eines Schadensfalls mit mangelhaftem Schichtenverbund, dass die Lebensdauer der Asphaltkonstruktion nur 20 % der Lebensdauer betrug, die anhand von Laboruntersuchungen zu erwarten war [Schönleitner 2007].

Schadensbilder, die aus einem mangelhaftem Schichtenverbund resultieren können, sind Verformung, Wellenbildung, Rissbildung und das Ablösen der nicht verbundenen Schicht. Tritt aufgrund der Schäden Wasser in die Asphaltbefestigung ein, kann der Schichtenverbund weiter vermindert werden und das Ausmaß des Schadensbildes entsprechend fortschreiten.

Die Auswirkung des Schichtenverbunds auf den Verformungswiderstand bei Wärme (Spurbildung) ist umstritten. In einigen Untersuchungen wurde dies verneint [Lobach, Renken 2005], andere Veröffentlichungen hingegen bestätigten einen Einfluss des Schichtenverbunds auf die Bildung von Spurrinnen (eine gute Übersicht gibt [Stöckert 2002]). Eine theoretische Begründung für die Verbesserung des Verformungswiderstands durch einen guten Schichtverbund liegt in der Verzahnung, die eine seitliche Verdrückung an der Unterseite der Asphalttschicht verhindern kann und dadurch Spurrinnen infolge von Verformungen (vgl. Abschnitt 3.7.2) reduziert. Demgegenüber sind Spurrinnen, die sich während der Konsolidierungsphase infolge von Nachverdichtung bilden, durch den Schichtenverbund nicht beeinflusst.

Auch Untersuchungen mit einer gezielten Variation des Schichtenverbunds bei der Herstellung der Probekörper zeigten, dass bei schlechtem Schichtenverbund durch Schmutz und Überdosierung des Ansprühmittels die Spurrinnenbildung und die seitliche Verschiebung des Materials (Aufwölbung) deutlich stärker waren als bei Probekörpern mit einem „guten“ Schichtenverbund. Die Ergebnisse des Scherversuchs nach Leutner unterschieden sich in dieser Untersuchung allerdings nur, wenn an den Proben bereits Spurbildungsversuche durchgeführt waren. An Proben, die zwar herstellungsbedingt einen unterschiedlichen Schichtenverbund aufwiesen, aber noch nicht durch Spurbildungsversuche beansprucht waren, zeigte sich kein eindeutiger Unterschied. [Eisenmann, Neumann 1994] Hier ist anzunehmen, dass der tatsächliche Scherweg in der Schichtgrenze von der Verformung aus der „Nachverdichtung“ der Asphalttschichten überlagert wurde.

In dem Modell wird neben dem Einfluss des Schichtenverbunds auf die Rissbildung und das Entstehen von Ausbrüchen auch sein Einfluss auf die Spurrinnenbildung und die Entstehung von Allgemeinen Unebenheiten berücksichtigt. Dabei wird nach den vorstehend beschriebenen Ergebnissen einem höheren Schichtenverbund die Erhöhung der Lebensdauer durch die Vermeidung der jeweiligen Erscheinungsbilder zugesprochen.

3.6.4 Verdichtung und ihre Auswirkung

Allgemeines

Die Verdichtbarkeit des Asphaltmischguts ist definiert als „seine Eigenschaft, unter Einwirkung einer Verdichtungsarbeit bei konstanter Masse sein Volumen zu verringern“ [M VA 1991]. Sie beschreibt somit, wie einfach oder schwer bzw. schnell oder langsam sich das Asphaltmischgut bis zum erforderlichen Maß verdichten lässt. Im Sprachgebrauch wird die Verdichtbarkeit von Walzasphalten meist im Hinblick auf den Einfluss der Temperatur auf die Viskosität des Bitumens und somit des Asphaltmischguts eingesetzt.

Daneben wird in der Praxis häufig von der Verdichtungswilligkeit des Asphaltmischguts gesprochen, eine klare Definition existiert für den Begriff aber nicht. Anhand der Zusammenhänge, in denen der Begriff verwendet wird, kann die Definition der Verdichtbarkeit verwendet werden, jedoch im Hinblick auf den Einfluss aus der Zusammensetzung des Asphaltmischguts und den Eigenschaften der Komponenten.

Nach diesen Definitionen sind die Verdichtbarkeit und die Verdichtungswilligkeit von unterschiedlichen Prozessparametern abhängig, was in dem Modell Berücksichtigung findet. (Sollen sie bei der Umsetzung des Modells mit Werten belegt werden, können die Größen zum Beispiel mit dem Verdichtungswiderstand der Asphaltmischung [DIN EN 12697-10] bei entsprechender Variation der Temperatur oder der Zusammensetzung der Asphaltmischung qualitativ ermittelt werden.)

Ein weiterer Begriff in diesem Zusammenhang ist Verarbeitbarkeit. Dieser Begriff wird im Rahmen der Arbeit und der Modellformulierung jedoch nicht verwendet, da er überwiegend in Bezug auf Gussasphalt und hier zudem vergleichbar zur Verdichtbarkeit des Walzasphalts genutzt wird.

Die Verdichtungswilligkeit des Asphaltmischguts wird mit zunehmender Rauigkeit und Sperrigkeit der Gesteinskörner reduziert. Sind die Gesteinskörner beispielsweise vollständig gebrochen (Splitt oder Brechsand) und kantenfest, entsteht dadurch bei der Verdichtung eine höhere innere Reibung im Asphaltmischgut. Gerundete Gesteinskörner (zum Beispiel Natursand) bedingen hingegen nur eine geringere innere Reibung, das Asphaltmischgut ist dann mehr verdichtungswillig. An einem „Standard-Asphaltgemisch mit annähernd potenzverteiltem Mineralstoffgemisch der Körnung 0/16 mm“ [Arand, Renken 1980], dies ist etwa vergleichbar mit dem heutigen Asphaltmischgut AC 16 BN, zeigte sich im Rahmen von Laboruntersuchungen, dass der Anteil der Bruchflächen feiner Gesteinskörnung einen höheren Einfluss auf die Verdichtungswilligkeit aufweist als der Anteil der Bruchflächen grober Gesteinskörnung [Arand, Renken 1980]. Den Nachteilen bei dem Einbau und der Verdichtung stehen Vorteile hinsichtlich der Nutzung gegenüber; in der Nutzungsphase weist Asphaltmischgut mit einer geringen Verdichtungswilligkeit (Splittmastixasphalt) einen höheren Widerstand gegen Verformung bei Wärme auf als gleich stark verdichtetes Asphaltmischgut mit einer höheren Verdichtungswilligkeit (Asphaltbeton) [Lobach, Renken 2005].

Mit der Erhöhung der Zugabemenge des Füllers steigt der Anteil des Mörtels in dem Asphaltmischgut, wodurch die Verdichtungswilligkeit allgemein und unabhängig der Art des Füllers begünstigt wird [Arand, Renken 1980]. Das Ausmaß und die noch günstige Zugabemenge für eine bessere Verdichtungswilligkeit variieren im Detail aber durchaus mit der Art des Füllers.

Die Wahl des Bitumens bestimmt (bei sonst gleicher Zusammensetzung) die zur Verarbeitung und Verdichtung verfügbare Zeitspanne. Werden härtere Bitumen eingesetzt, ist bei gegebener Anfangstemperatur des Asphaltmischguts und gegebenem Wetter die zum Einbau und zur Verdichtung verfügbare Zeitspanne kürzer als bei weicheren Bitumen. So bedingt die Wahl eines härteren

Bitumens eine Reduzierung der Verdichtungswilligkeit (bei gleicher Temperatur und Zusammensetzung des Asphaltmischguts). Einen deutlich höheren Einfluss als die Bitumenhärte besitzt der Bitumengehalt; seine Erhöhung führt zu einer besseren Verdichtungswilligkeit des Asphaltgemischs [Arand, Renken 1980]. Wie die Erhöhung des Bitumengehalts wirkt die Zunahme des Bitumenvolumens infolge steigender Temperatur; das Bitumenvolumen ist bei einer Temperatur von 165 °C um 8 % größer als bei einer Temperatur von 25 °C. Die Erhöhung des Bitumengehalts über ein Optimum hinaus führt jedoch zur Beeinträchtigung der Verdichtung: Nach der anfänglichen realen Verdichtung des Asphalts verliert sich die Verdichtungsenergie in dem Mörtel und es kann kein dichtes und in sich abgestütztes Gesteinskörnungsgerüst entstehen. Ist der Bitumengehalt tendenziell etwas geringer als der optimale Bitumengehalt, wird diese Gefahr deutlich reduziert [Jacobs 1977], erfordert aber für ein gutes Gebrauchsverhalten und lange Lebensdauer der Asphaltsschicht die Kontrolle der ausreichenden Verdichtung.

Je höher die Temperatur des Asphaltmischguts bei der Verdichtung ist, desto geringer ist für gewöhnlich der mit der Verdichtung erzielte Hohlraumgehalt. Dieser Zusammenhang lässt sich bei dem Vergleich des resultierenden Hohlraumgehalts eines mit gleicher Verdichtungsenergie verdichteten Asphaltmischguts erkennen und auf eine bessere Verdichtbarkeit aufgrund der geringeren Bitumen-Viskosität zurückführen. Im Rahmen von Laboruntersuchungen wurde festgestellt, dass der Hohlraumgehalt des bei ca. 93 °C (200 °F) verdichteten Asphaltmischguts etwa doppelt so groß war wie der Hohlraumgehalt eines bei 135 °C (275 °F) verdichteten Asphaltmischguts. In dem bei ca. 65 °C (150 °F) verdichteten Asphaltmischgut lag der Hohlraumgehalt bei dem vierfachen Wert der Verdichtung bei 135 °C (275 °F). [Willoughby u.a. 2001] Dazu vergleichbar wurde in einer weiteren Untersuchung bei der Herstellung von Marshall-Probekörpern aus Splittmastixasphalt mit B 65 (heute 50/70) bei einer Temperatur von 100 °C ein Hohlraumgehalt von 6,3 V.-%, bei 135 °C ein Hohlraumgehalt von 4,0 V.-% und bei 170 °C ein Hohlraumgehalt von nur noch 2,7 V.-% ermittelt. Außerdem wurde beobachtet, dass die Temperatur des Asphaltmischguts einen höheren Einfluss auf dessen Verdichtbarkeit aufweist als die durch die Bitumensorte bestimmte Viskosität des Bitumens. [Fritsche 1999] Mit diesen Ergebnissen korrespondierend ist weniger Verdichtungsenergie erforderlich, um bei höheren Temperaturen an einer Asphaltmischung den gleichen Hohlraumgehalt zu erreichen. So stellte sich an Marshall-Probekörpern aus Asphaltbeton 0/11 mit B 65 (heute 50/70) bei einer Verdichtung bei 150 °C bereits nach einem Viertel der Verdichtungsenergie, die bei 120 °C erforderlich war, der Hohlraumgehalt von 4 V.-% ein. [Richter, Dietrich 1997]

Allgemein gilt, dass ab einer Temperatur von etwa 80 bis 100 °C das Bitumen zu hochviskos ist, sodass bei dem Eintrag weiterer Verdichtungsenergie die Asphaltsschicht in der Regel nicht mehr weiter verdichtet wird und sogar geschädigt werden kann (siehe unten, Wahl und Einsatz der Walzen). Die bis zu einer Temperatur des Asphaltmischguts von 80 °C verfügbare Zeitspanne (t_{80} in Minuten) lässt sich bei einer Ausgangstemperatur des Asphaltmischguts von 140 °C in Abhängigkeit von der Schichtdicke (x_D in cm), der Lufttemperatur (x_A in °C) und dem Hohlraumgehalt der Asphaltmischung (x_V in V.-%) mit folgender Formel abschätzen [Chang, Chang, Chen 2009]:

$$t_{80} = 6,76 \cdot x_D + 6,24 \cdot x_A + 0,02 \cdot x_V - 78,71 .$$

Vereinfacht kann die zur Verdichtung verfügbare Zeitspanne (t in Minuten) für ein gegebenes Asphaltmischgut allein in Abhängigkeit von der Schichtdicke (d in cm) mit folgender Formel angegeben werden, da die Masse das Maß des Abkühlens beeinflusst [Daines 1985]:

$$t = k \cdot d^{1,8},$$

wobei k ein konstanter Faktor ist, der von der Lufttemperatur, der Anfangstemperatur des Asphaltmischguts und der Windgeschwindigkeit abhängt. Nach diesem Zusammenhang würde bei einer Halbierung der Schichtdicke (zum Beispiel in der Asphaltdeckschicht von 4 cm auf 2 cm) bei sonst gleichen Umständen nur knapp 30 % der Zeitspanne zur Verfügung stehen. [Daines 1985] Wird das Asphaltmischgut variiert, lässt sich die unterschiedliche Verdichtungswilligkeit mit dem Faktor k berücksichtigen. Dabei ist aber zu berücksichtigen, dass die Verdichtungswilligkeit des Asphaltmischguts auch von dem Verhältnis von Größtkorndurchmesser zu Schichtdicke abhängt [Hutschenreuther, Wörner 1998].

In Anlehnung an die oben genannte Formel lässt sich bei Abweichung der tatsächlichen Schichtdicke (d_2 in cm) von der vorgesehenen Schichtdicke (d_1 in cm) die veränderte Abkühldauer (t_2 in Minuten) mit folgender Formel annähern. Allerdings muss hierbei die Abkühldauer für die vorgesehene Schichtdicke (t_1 in Minuten) bekannt sein [Schellenberger 1997]:

$$t_2 = t_1 \cdot \left(\frac{d_2}{d_1} \right)^{1,87}.$$

Wahl und Einsatz der Walzen

Mit der Wahl der Walzen nach Anzahl und Typ sowie mit deren Bedienung wird die Möglichkeit, die angestrebte Endverdichtung zu erreichen und die gegebene Ebenheit beizubehalten bzw. zu verbessern, in hohem Maße beeinflusst. Da die Walzen (noch) überwiegend von Personal bedient und nicht vollautomatisch gesteuert werden, muss das Personal entsprechende Fachkenntnisse und Erfahrung aufweisen und die entsprechenden Größen (Walzgeschwindigkeit, Anzahl der Walzübergänge, Walzbahnlänge, Frequenz und Amplitude der dynamischen Walzen) passend bestimmen. Auch auf dem Markt befindliche automatische Verdichtungssysteme und -hilfen sind nur mit Hilfe der entsprechenden Fachkenntnis des Anwenders für die qualitativ hochwertige Herstellung der Verdichtung geeignet, da die Sensorik nicht alle Einflüsse und Zustände des Asphaltmischguts richtig interpretiert. ([Buchta, Nievelt 2005], [Johannes, Untiedt 2006])

Die Walzverdichtung kann mit statischen oder dynamischen Walzen erfolgen. Zu den statischen Walzen, die nur mit ihrem Eigengewicht arbeiten und dadurch eine geringe Tiefenwirkung besitzen, zählen beispielsweise Gummiradwalzen, Dreiradwalzen und Tandemwalzen. Die Gummiradwalzen sind primär im untergeordneten Straßennetz im Einsatz, um die Asphaltdeckschicht sicher dicht und mit einer geschlossenen Oberfläche (Porenschließen) herzustellen. Bei hohlraumarmen oder bitumenreichen Asphaltgemischen besteht allerdings die Gefahr, dass sich Mörtel an der Oberfläche anreichert und so die Griffbarkeit beeinträchtigt.

Die dynamischen Walzen sind mit einem Vibrationssystem und/oder Oszillationssystem ausgestattet. Durch die Vibration während der Verdichtung wird eine bessere Tiefenwirkung der Verdichtung erreicht. Die bessere Tiefenwirkung der dynamischen Walzen gegenüber den statischen Walzen folgt aus den Schwingungen, die in dem gesamten Asphaltgemisch die einzelnen Teilchen vibrieren lassen, sodass die Reibung in dem Asphaltgemisch bei der Verdichtung reduziert wird und sich die Körner in dem Gesteinskörnungsgewürst einfacher um- und dichter lagern lassen. Je nach Eigenschaften des Asphaltmischguts und der Bauweise besteht allerdings die Gefahr der Kornzertrümmerung. Ist das Asphaltmischgut bereits gut verdichtet und dementsprechend steif, sollte zur Vermeidung von Schäden die Vibration reduziert bzw. abgeschaltet werden. Für eine gute Ebenheit der Schicht ist die Frequenz der Schwingung unter Berücksichtigung der Fahrgeschwindigkeit zu wählen und das Vibrationssystem vor dem Umlenken der Walze abzuschalten, um Schlagrinnen zu vermeiden. Mit einer größeren Amplitude der Schwingung wird die Tiefenwirkung der Verdichtung erhöht; damit keine Gefügearlockerung, Unebenheit oder Kornzertrümmerung entsteht, darf sie nicht zu hoch sein. (Für weitere allgemeine Informationen siehe zum Beispiel [Hutschenreuther, Wörner 1998], [Milster u.a. 2007], [Riechert, Nolle 1999])

Um auch bei widrigen Umständen beim Einbau eine ausreichende Verdichtung sicherzustellen, muss mit dem Walzen so früh wie möglich begonnen werden. Durch die bessere Verdichtbarkeit des Asphaltmischguts bei hohen Temperaturen sind bei einem rechtzeitigen Walzbeginn meistens insgesamt geringere Hohlraumgehalte zu verzeichnen [Partl 1992]. Lässt sich das Asphaltmischgut bereits zum Walzbeginn schlecht verdichten, kann neben dem höheren Hohlraumgehalt eine schlechte Längsebenheit entstehen. Weiterhin kann dann dem Walzen eine ungleichmäßige Textur mit Mörtelanreicherungen folgen, sodass die Griffbarkeit unzureichend oder inhomogen ist. Eine geringe Verdichtungswilligkeit des Asphaltmischguts oder der Einsatz von Vibrationswalzen kann dies weiter verstärken. [Kronig 1988]

Bei der Walzverdichtung werden üblicherweise zunächst statische und leichtere Walzen eingesetzt, um das Asphaltmischgut anzudrücken und eine ebene Oberfläche zu erzielen. Die Asphaltdeck-

muss dafür mit dem Fertiger so weit vorverdichtet worden sein, dass die gewählten Walzen schadlos die frische Asphalttschicht befahren können. Ist dies nicht der Fall, das heißt war die Vorverdichtung zu gering bzw. wurden zu früh zu schwere Walzen eingesetzt, oder ist das Asphaltmischgut bei Walzbeginn heißer als kalkuliert und weist daher eine zu geringe Scherfestigkeit auf, können Unebenheiten und Risse in der Asphalttschicht entstehen. Während des Walzens ist dies an Aufwölbungen neben der Bandage, Querrissen hinter der Bandage, Ankleben des Asphaltmischguts an der Bandage oder Schieben des Asphaltmischguts vor der Walze zu erkennen. Risse in Querrichtung können beim Walzen außerdem entstehen, wenn das eingebaute Asphaltmischgut auf der Unterlage verschoben werden kann, weil beispielsweise zu viel Ansprühmittel, Nässe oder Verunreinigung auf der Unterlage vorhanden ist (siehe Abschnitt 3.6.3). ([Milster u.a. 2007], [Riechert, Nolle 1999])

Zu langes Walzen der Asphalttschicht kann sich negativ auf ihre Lebensdauer auswirken. Ist die Temperatur des Asphaltmischguts bereits unter die Temperaturgrenze für eine gute Verdichtung (ca. 80 bis 100 °C) gesunken und das Bitumen bzw. der Mörtel zu hochviskos, besteht bei weiterem Walzen die Gefahr der Gefügestörung und Rissbildung. Bei dünnen Schichten kann je nach Resonanz der Vibrationswalze der Schichtenverbund reduziert werden, sodass sich Hohlräume zwischen der eingebauten Schicht und der darunter liegenden Schicht bilden können. Bei dem Einsatz von Vibrationswalzen kann außerdem eine verstärkte Kornzertrümmerung auftreten (daher ist das Vibrationssystem vor dem Befahren längst abgekühlter oder „alter“ Bereiche aus Asphalt abzuschalten). Je nach Temperaturverteilung über die Tiefe und Fläche der Asphalttschicht sich eine strukturelle Entmischung über die Schichtdicke oder über die Oberfläche (zum Beispiel Mörtelanreicherung) bilden. Lässt sich das Asphaltmischgut konzeptionell bedingt trotz der geringeren Temperatur weiter verdichten, besteht die Gefahr der Überverdichtung, sodass der Hohlraumgehalt der Asphalttschicht zu gering wird und die Verformungsbeständigkeit, insbesondere der Verformungswiderstand bei Wärme, abnimmt. Weiterhin kann infolge der weiteren Walkbewegung Mörtel an der Oberfläche der Asphalttschicht angereichert und somit die Griffbarkeit beeinträchtigt werden. ([Römer, Hoferer, Beer 2003], [Riechert, Nolle 1999], [Hutschenreuther, Wörner 1998], [Martin, Cooley, Hainin 2003])

Auswirkungen des Hohlraumgehalts und des Verdichtungsgrads

Der Hohlraumgehalt wird von einigen Fachleuten als die wichtigste Eigenschaft der unter Verkehr liegenden Asphaltbefestigung bezeichnet. Denn auch trotz einer geeigneten Asphaltkonzeption und ihrer guten Umsetzung bei der Herstellung des Asphaltmischguts wird die Asphalttschicht die Belastung nicht für die vorgesehene Zeit aufnehmen können, wenn sie nicht richtig eingebaut und verdichtet wurde. [Willoughby u.a. 2001]

Wird die Asphalttschicht zu wenig verdichtet, verbleibt ein höherer Hohlraumgehalt, der meist mit einem porösen und offenen Erscheinungsbild der Oberfläche einhergeht und ein stärker vernetztes Porensystem bedingt. Zum einen können dadurch Luft und Wasser einfacher in die Asphalttschicht eindringen und zum anderen bietet sich eben der Luft und dem Wasser eine größere „Angriffsfläche“, sodass die Bitumenalterung (siehe Abschnitt 3.3.2) stärker voranschreiten kann und das Asphaltgemisch infolge dessen frühzeitig versteift. Die Versteifung wirkt zwar positiv auf den Verformungswiderstand der Asphalttschicht, aber negativ auf den Widerstand gegen Rissbildung (insbesondere bei tiefen Temperaturen). Je nach Anforderung und Belastung der Asphaltbefestigung verändert dies demnach die Lebensdauer positiv oder negativ. Die Erfahrungen aus der Praxis zeigen aber, dass die Reduzierung des Hohlraumgehalts und die Minimierung der Bitumenalterung angestrebt und die Steifigkeit des Asphalts konzeptionell gewählt wird. [EAPA 2007]

Die Asphaltdeckschicht gilt bei einem Hohlraumgehalt von höchstens 6 V. % (teilweise werden auch 8 V.-% genannt) als praktisch dicht ([Nakkel 1986], [EAPA 2007], [Martin, Cooley, Hainin 2003], [Cabrera, Hassan 1996]). Daher entspricht der höchstens zulässige Hohlraumgehalt der Asphaltdeckschicht üblicherweise diesen Werten. Die Wasserdurchlässigkeit der Asphaltdeckschicht wird mit der Geschwindigkeit des Wasserdurchflusses (cm/s) angegeben und ist von dem Hohlraumgehalt und der Schichtdicke abhängig. Mit steigender Schichtdicke und/oder mit

sinkendem Hohlraumgehalt nimmt die Wahrscheinlichkeit ab, dass die Hohlräume durchgängig bzw. stark miteinander vernetzt sind und dementsprechend die Asphaltdeckschicht wasserdurchlässig ist. Die Grenzwerte für die Definition der Wasserdurchlässigkeit sind der Tabelle 3.5 zu entnehmen. In Abhängigkeit von den in der Literatur vorliegenden Untersuchungsergebnissen und dem zugrunde liegenden Prüfverfahren sowie dem Prüfmedium (zum Beispiel Wasser oder Luft) können die Grenzwerte variieren; aufgrund der fehlenden Relevanz der Genauigkeit des Wertes für das Modell dieser Arbeit wird hierauf aber nicht weiter eingegangen. ([M WB 1998], [Westerman 1998], [Martin, Cooley, Hainin 2003], [Cabrera, Hassan 1996])

Wasserdurchlässigkeit	Grenzwerte
praktisch undurchlässig, sehr schwach durchlässig	$\leq 10^{-6}$ cm/s
gering/schwach durchlässig	10^{-4} cm/s bis 10^{-6} cm/s
sehr wasserdurchlässig	$> 10^{-4}$ cm/s

Tabelle 3.5: Definitionen der Wasserdurchlässigkeit einer Asphaltdeckschicht (nach [M WB 1998], [Westerman 1998], [Martin, Cooley, Hainin 2003], [Cabrera, Hassan 1996])

Für die Wasserdurchlässigkeit (w in cm/s) der sogenannten SuperPave Pavements in den USA wurde in Abhängigkeit von dem Hohlraumgehalt (H_{bit} in V.-%) und der Schichtdicke (d in cm) folgende Formel bestimmt (der Hohlraumgehalt der Datenbasis lag zwischen 3 und 11 V.-%):

$$w = 1,38 \cdot 10^{-7} \cdot 3,92^{H_{bit}} \cdot 0,61^d.$$

(SuperPave ist ein „in Richtung“ Splittmastixasphalt modifizierter Asphaltbeton, wobei das Verfahren SuperPave zusätzlich eine umfassende Bemessung und Konzeption des Asphalts vorsieht; siehe zum Beispiel die Hinweise in [Bellin 1997].)

Nach dieser Formel beträgt die Wasserdurchlässigkeit einer 4 cm dicken Asphalttschicht mit einem Hohlraumgehalt von 6,0 V.-% rund $6,9 \cdot 10^{-5}$ cm/s, sie wäre somit gering wasserdurchlässig. Sehr wasserdurchlässig wäre nach dieser Formel eine 4 cm dicke Asphaltdeckschicht mit mindestens etwa 6,3 V.-% Hohlraumgehalt und praktisch wasserundurchlässig mit einem Hohlraumgehalt von höchstens etwa 4,5 V.-%. Dies entspricht etwa den in der Praxis bekannten und geforderten Werten.

Weiterhin lässt sich anhand der Formel erkennen, dass der Hohlraumgehalt einen größeren Einfluss auf die Wasserdurchlässigkeit ausübt als die Schichtdicke. Um nahezu dieselbe Wasserdurchlässigkeit von einer 4 cm dicken Asphalttschicht mit einem Hohlraumgehalt von 5,0 V.-% zu erhalten, muss der Hohlraumgehalt einer auf 2 cm reduzierten Asphalttschicht etwa 4,3 V.-% betragen. Ist hingegen der Hohlraumgehalt um 1,0 V.-% (auf 6,0 V.-%) erhöht, müsste die Schichtdicke deutlich, um fast 2,8 cm stärker sein.

Dieses Rechenbeispiel zeigt, welchen Einfluss der Hohlraumgehalt auf die Eigenschaft der Wasserdurchlässigkeit besitzt. Die Durchlässigkeit für die Luft ist aufgrund der unterschiedlichen Substanz höher als die des Wassers. Einher mit der Durchlässigkeit geht die Möglichkeit des Eindringens von Wasser und Luft, wodurch die Eigenschaften der Materialien und der Asphalttschicht sich ändern können (siehe Abschnitt 3.3.2 und unten).

Mit zunehmenden Bitumengehalt sinkt das Maß der Durchlässigkeit (als Prüfmedium wurde in der Untersuchung Luft verwendet). Die Durchlässigkeit steigt jedoch wieder, wenn der Bitumengehalt so hoch wird, dass dadurch die Asphalttschicht nicht mehr richtig verdichtet werden kann und auch der Hohlraumgehalt wieder zunimmt. [Cabrera, Hassan 1996]

Mit der Korngrößenverteilung und dem Größtkorndurchmesser wird die Struktur bzw. Vernetzung und Größe der Hohlräume sowie der Hohlraumgehalt beeinflusst. In Folge dessen kann die Wasserdurchlässigkeit trotz gleichem Hohlraumgehalt erheblich variieren. In Bild 3.6 ist die unterschiedliche Wasserdurchlässigkeit bei gegebenem Hohlraumgehalt und unterschiedlichem Größtkorndurchmesser zu erkennen. Asphalt mit einer gröberen Korngrößenverteilung (zum Beispiel SMA) gilt allgemein aufgrund der gröberen Hohlraumstruktur und -vernetzung als mehr wasserdurchlässig als ein Asphalt mit einer gleichmäßigen abgestuften Korngrößenverteilung (zum

Beispiel Asphaltbeton). Weiterhin reagieren grobe Asphaltmischungen im Bereich geringer Hohlraumgehalte erheblich sensibler auf die Veränderung des Hohlraumgehalts als feine Asphaltmischungen, was ebenso auf die Struktur und Vernetzung der Hohlräume zurückzuführen ist: Bei groben Asphaltmischungen bewirkt eine geringe Zunahme bei einem niedrigen Hohlraumgehalt bereits eine deutliche Zunahme der Wasserdurchlässigkeit, bei feineren Asphaltmischungen führt die geringe Zunahme bei einem niedrigen Hohlraumgehalt nur zu einer geringen Zunahme der Wasserdurchlässigkeit (in Bild 3.6 auch für den Vergleich der Ergebnisse für große und kleine Größtkorndurchmesser zu sehen). ([Mallick, Teto, Cooley 1999], [Martin, Cooley, Hainin 2003]) (Für die Charakterisierung einer groben bzw. feinen Asphaltmischung nutzten Mallick, Teto, Cooley (1999) das Verhältnis des Siebdurchgangs bei 4,75 mm zu dem Siebdurchgang bei 0,6 mm als Indikator; ist der Wert größer 3, liegt eine grobe Asphaltmischung vor, bei einem Wert kleiner 2 eine feine Asphaltmischung.)

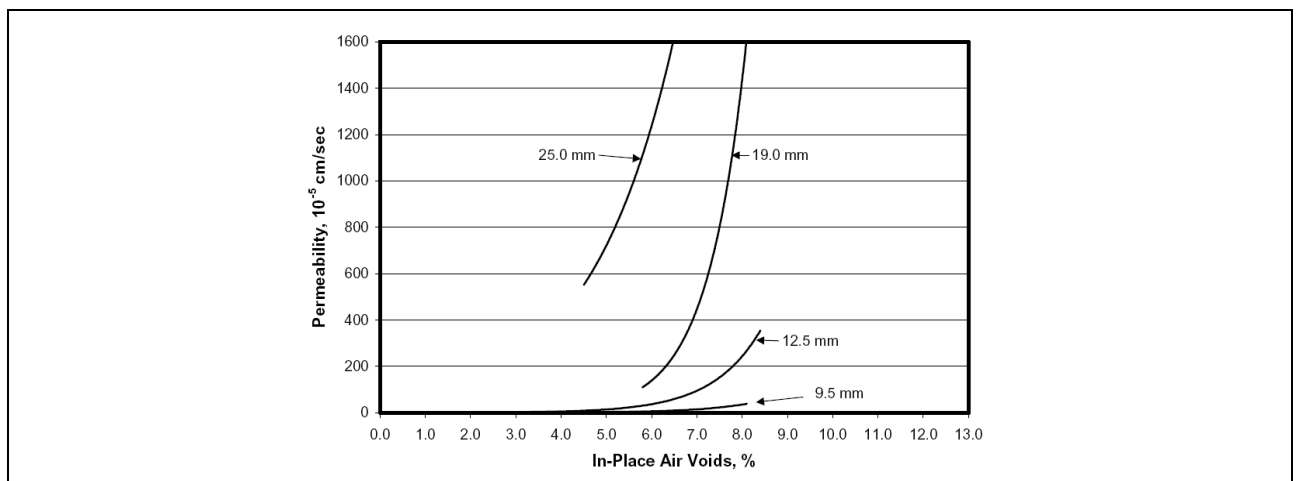


Bild 3.6: Wasserdurchlässigkeit in Abhängigkeit des Hohlraumgehalts und des Größtkorndurchmessers von verdichteten Asphaltmischungen ([Mallick, Teto, Cooley 1999] in [Martin, Cooley, Hainin 2003])

In die Asphaltmischung eingedrungenes Wasser wirkt einerseits auf die Adhäsion zwischen dem (gegebenenfalls verhärteten) Bitumen und den Gesteinskörnern und andererseits, falls es in der Schicht verbleibt, in den Frostperioden auf die Struktur und das Gefüge. Kornverluste, Ausmagerungen, Schlaglöcher und Risse sind die Konsequenz. So zeigten in einer niederländischen Untersuchung Strecken, die über einen Hohlraumgehalt von rund 6 V.-% verfügten, nach mehrjähriger Lebensdauer durchschnittlich mehr derartige Schadstellen als Strecken mit einem Hohlraumgehalt von etwa 4 V.-% [van der Heide, van der Zwan 1985].

Die Verhärtung des Bitumens infolge der Alterung wird häufig anhand des Anstiegs des Erweichungspunktes Ring und Kugel beurteilt. In einer deutschen Untersuchung an insgesamt 21 Asphaltdeckschichten aus Asphaltbeton mit nicht modifiziertem Bitumen und einem Hohlraumgehalt von $8,5 \pm 1,4$ V.-% wurde nach 15-jähriger Liegedauer ein Anstieg des Erweichungspunktes Ring und Kugel von etwa 35 K festgestellt. Bei Asphaltdeckschichten aus Asphaltbeton mit einem deutlich geringeren Hohlraumgehalt von $2,2 \pm 0,8$ V.-% betrug der Anstieg hingegen nur knapp 5 K. Dabei ist bei den dichten Asphaltdeckschichten die jährliche Zunahme des Erweichungspunktes Ring und Kugel nahezu konstant (etwa 0,3 K/Jahr). Bei den offeneren Asphaltdeckschichten hingegen ist in den ersten sieben Jahren die jährliche Zunahme des Erweichungspunktes Ring und Kugel höher (rund 2,8 K/Jahr), anschließend sinkt die jährliche Zunahme (etwa 1,5 K/Jahr), ist aber immer noch höher als bei dichten Schichten. [Richter 1989] Die zunächst stärkere Verhärtung des Bitumens ist auf die verschiedenen Mechanismen der Alterung zurückzuführen (vgl. Abschnitt 3.3.2).

Auf den Verformungswiderstand bei Wärme haben der Hohlraumgehalt und der Verdichtungsgrad ebenso einen Einfluss. Die Hohlräume sind für die Möglichkeit der Verformungsvorgänge bedeutsam. Der Verformungswiderstand bei Wärme sinkt einerseits mit zunehmendem Hohlraumgehalt, andererseits kann er auch bei einem zu geringen Hohlraumgehalt reduziert sein. Ersteres resultiert, stehen sich ein hoher Hohlraumgehalt und ein geringer Verdichtungsgrad gleich, aus

einem nicht gut in sich verzahnten und abgestützten Gesteinskörnungsgerüst. Die Verformung entsteht dann, weil der Asphalt nicht ausreichend verdichtet wurde und eine Nachverdichtung stattfindet. Zweiteres tritt ein, wenn sich hydrostatische Spannungszustände im Asphalt bilden und die Belastung nicht mehr oder nicht mehr komplett über das Gesteinskörnungsgerüst abgeleitet werden kann [Huschek 1983].

Untersuchungen mit Betrachtung des Verdichtungsgrads (siehe [Lüthje 2000], [Beckedahl, Neutag, Sivapatham 2008]) zeigten, dass insbesondere der „Sprung“ des Verdichtungsgrads von 94 % auf 100 % zu einer deutliche Verbesserung des Verformungswiderstands bei Wärme führt. Eine weitere Erhöhung des Verdichtungsgrads auf über 100 % wirkt sich dann allerdings bei leicht verdichtbaren Asphaltarten (zum Beispiel Asphaltbeton) negativ auf den Verformungswiderstand aus; durch die zusätzliche Verdichtung wird der Hohlraumgehalt zu gering. In einer englischen Untersuchung zum Beispiel wurde dementsprechend eine geringere Verformungsbeständigkeit für Asphaltbetone mit einem Hohlraumgehalt kleiner 3,5 V.-% nachgewiesen [Jacobs 1977]. Bei schwer verdichtbaren Asphaltarten (Splittmastixasphalt) hingegen kann ein Verdichtungsgrad von über 100 % eine weitere Zunahme des Verformungswiderstands bei Wärme zur Folge haben ([Lüthje 2000], [Beckedahl, Neutag, Sivapatham 2008]). Damit korrespondierend steigt bei dem als schwerer verdichtbar eingestuften Splittmastixasphalt und Asphaltbinder mit einem höheren Verdichtungsgrad die Steifigkeit im Gebrauchstemperaturbereich, insbesondere im Bereich von 10 bis 20 °C. Für derartige Asphalte (jedoch vornehmlich für Splittmastixasphalt) kann allgemein gesagt werden, dass die Erhöhung des Verdichtungsgrads um 1 %-Punkt zu einer Erhöhung des Verformungswiderstands um etwa 15 bis 20 % führt.

Die Verdichtung einer Asphaltdeckschicht auf über 100 % in Kombination mit der Reduzierung ihrer Schichtdicke verbessert den Verformungswiderstand der Asphaltdecke zusätzlich. [Utterodt, Egervari 2008] Dies ist damit zu begründen, dass die Asphaltdeckschicht, die primär zur Gewährleistung der Oberflächeneigenschaften und der Abdichtung der Asphaltbefestigung konzipiert ist, in diesem Fall einen geringeren Teil der Schubbelastung aufnehmen muss und die Schubbelastung stattdessen in geeigneter Weise von der Asphaltbinderschicht aufgenommen wird. Allerdings ist vor dem Hintergrund des Einflusses der Schichtdicke auf ihre Durchlässigkeit (siehe oben) besonders auf die Verdichtung zu achten.

Unter der Prämisse, dass der höhere Verdichtungsgrad für das Asphaltgemisch noch günstig ist und keinen zu geringen Hohlraumgehalt, sondern eine bessere Verspannung des Korngerüsts mit sich bringt, wurden weiterhin folgende Beobachtungen mit einem zunehmenden Verdichtungsgrad gemacht: Das Ermüdungsverhalten, gemessen mit einer Erhöhung der ertragbaren Anzahl an Lastwechseln, und der Widerstand gegenüber Rissbildung bei tiefen Temperaturen, gemessen mit Zunahme der Zugfestigkeit, werden verbessert [Lüthje 2000]. Dabei ist der Einfluss des Hohlraumgehalts auf die Ermüdungseigenschaften, bestimmt mit der Anzahl der möglichen Lastzyklen bei dem 4-Punkt-Biegebalken-Versuch, bei geringeren Lasten höher. Mit der Abnahme des Hohlraumgehalts zum Beispiel von 8,5 auf 7,0 Vol.-% stieg die Anzahl möglicher Lastzyklen um 4 % (hohe Lasten) bis 10 % (geringe Lasten). [Blankenship 2009] Durch ein besseres Ermüdungsverhalten kann nach verschiedenen Untersuchungen (wiedergegeben in [EAPA 2007]) bei gleicher Lebensdauer eine geringere Dicke der gesamten Konstruktion ausreichen. In den unteren Schichten könnte bei einer Reduzierung des Hohlraumgehalts von 8 V.-% auf 5 V.-% etwa 15 % der Schichtdicke eingespart werden. Für den E-Modul wurde ebenfalls eine Zunahme mit einer steigenden Verdichtung festgestellt: Beträgt der Verdichtungsgrad statt 100 % nur 98 %, ist der E-Modul um ca. 10 % geringer [Bartolomaeus 2003]. Auch die Dauerschubfestigkeit kann bei einem um 2 V.-% geringeren Hohlraumgehalt (bis zum einem Mindesthohlraumgehalt von etwa 3 V.-%) um etwa 20 % steigen [Lempe 1972]. (Die Dauerschubfestigkeit ist definiert als die Anzahl der Lastzyklen, bei der die Anfangssteifigkeit der Probe nur noch 50 % beträgt.)

Als unterer Grenzwert wird in der Praxis ein Hohlraumgehalt von 2 bis 4 V.-% für die neu hergestellte Asphaltdeckschicht genannt. Der Mindesthohlraumgehalt ist notwendig, um die aus der Verkehrsbelastung resultierende Nachverdichtung sowie die temperaturbedingte Belastung und Volumenveränderung aufnehmen zu können und mittel- bis langfristig Verformungen im Längs- und Querprofil, „Waschbrettbildung“ und Mörtelanreicherungen, die zu einer geringen Griffigkeit

führen, zu vermeiden. ([Nakkel 1986], [EAPA 2007], [Martin, Cooley, Hainin 2003]). Ein Hohlraumgehalt von rund 1 bis 1,5 V.-% ergibt sich allein unter Berücksichtigung der kubischen Ausdehnungskoeffizienten von Bitumen und Gestein (für Bitumen beträgt der Koeffizient etwa 6,0 bis $6,2 \cdot 10^{-4}/^{\circ}\text{C}$, das ist der 20- bis 30-fache Wert des Koeffizienten für Gestein [Beecken u.a. 1994]), wird eine hohlraumfreie Verdichtung bei der End-Verdichtungstemperatur angenommen.

Es ist jedoch zu betonen, dass ein hoher Verdichtungsgrad bzw. ein geeignet reduzierter Hohlraumgehalt allein nicht unbedingt die oben beschriebenen Asphalt-Eigenschaften (Steifigkeit, Verformungswiderstand, Ermüdungsverhalten) bewirkt. Hier sind zudem die Zusammensetzung des Asphalts (Korngrößenverteilung, Bitumengehalt) und die materialspezifischen Eigenschaften (Rauheit, Härte, Kantenfestigkeit etc.) zu berücksichtigen. [Utterodt, Egervari 2008] Zu der Zusammensetzung des Asphalts und den materialspezifischen Eigenschaften siehe Abschnitt 3.3.

Ist der Bitumengehalt zu hoch (vgl. oben den Zusammenhang mit der Verdichtung), kehren sich die für den Verdichtungsgrad dargestellten Zusammenhänge um und der Verformungswiderstand der hergestellten Asphaltsschicht sinkt insgesamt [Jacobs 1977].

Neben dem ausreichenden Maß ist die Gleichmäßigkeit der Verdichtung im Längs- und im Querprofil für die Qualität und die Lebensdauer der Asphaltbefestigung wichtig. Im Querprofil werden häufig höhere Hohlraumgehalte in den Randbereichen des Querschnitts der Straße bzw. der Einbaubahn beobachtet, die auf eine lokal geringere Verdichtungsarbeit zurückgeführt werden. ([Partl 1992], [Martin, Cooley, Hainin 2003]) Folge können lokal in den Bereichen die oben für einen zu hohen Hohlraumgehalt bzw. eine zu geringe Verdichtung genannten Schadensbilder und Eigenschaften sein. Aus der Ungleichmäßigkeit der Verdichtung im Längsprofil können außerdem Allgemeine Unebenheiten entstehen (vgl. Abschnitt 3.6.5). Dabei ist nicht nur die Homogenität der Verdichtung der Asphaltdeckschicht, sondern aller Asphaltsschichten und des Erdbaus bedeutsam [Thurner 1999].

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass eine zu geringe Verdichtung sich bei allen Asphaltarten nachteilig auf das Langzeitverhalten auswirkt. Eine Verdichtung auf über 100 % ist unter Berücksichtigung der Asphaltart und der Zusammensetzung zu beurteilen. Sie kann eine Überverdichtung bedeuten, ist der Hohlraumgehalt zu gering, oder eine Verbesserung der Asphalt-eigenschaften, wenn der Hohlraumgehalt im geeigneten Bereich liegt.

3.6.5 Schichtdicke

Beim Einbau wird an der Bohle die Einbaudicke eingestellt, die sich aus der Soll-Schichtdicke und dem Vorhaltemaß für die Verdichtung zusammensetzt. Das Vorhaltemaß wird von der Art und Temperatur des Asphaltmischguts, der Soll-Schichtdicke und der Vorverdichtung durch den Fertiger beeinflusst und muss während des Einbaus an gegebenenfalls sich ändernde Bedingungen angepasst werden. Eine stetige Kontrolle der Einbaudicke an der Bohle und der Schichtdicke im verdichteten Zustand ist daher bedeutsam. Die Gleichmäßigkeit der Schichtdicke in Längsrichtung wird außerdem bei einem kontinuierlichen Einbau begünstigt (vgl. Abschnitt 3.5.4).

Die Ist-Dicke der einzelnen Schichten schwankt mit der eingebrachten Verdichtungsarbeit und mit der Menge des eingebauten Asphaltmischgutes. Wird stärker verdichtet als geplant, sinkt die Ist-Schichtdicke, ist der Einbau auf eine stärkere Verdichtung ausgelegt, nimmt die Ist-Schichtdicke zu [Partl 1992]. Die eingebaute Asphaltmischgutmenge kann im Verlauf des Einbaus durch unterschiedliche Bedingungen und Einstellungen an der Einbaubohle (siehe Abschnitt 3.5.4) oder wegen der Unebenheit der Unterlage (der Mehr- bzw. Minderdicke der unteren Schicht) variieren. In letzterem Fall kann die Mehr- bzw. Minderdicke der vorhandenen Asphaltsschicht mit einer Minder- bzw. Mehrdicke der neuen Asphaltsschicht ausgeglichen werden. Mit dem Ausgleich über gesamte Asphaltbefestigung ergibt sich schließlich deren Mehr- oder Minderdicke. Bei detaillierter Betrachtung der Fahrbahnbefestigung bedeutet dies, dass diese über einen jeweils lokal unterschiedlichen Schichtenaufbau verfügt.

Betrachtungen über die Auswirkung der Schichtdicke auf die Lebensdauer unter Berücksichtigung ihrer Abweichung von der Soll-Größe sind in der Literatur vorwiegend für die gesamte

Fahrbahnbefestigung und die Tragfähigkeit zu finden (zum Beispiel [Schubert 1984], [Lempe 1972], [BASt 1984] in [Schmuck 1987]). Für einen Überblick und zur Darstellung der Bedeutung der Schichtdicke für die Lebensdauer werden ausgewählte Erkenntnisse über die gesamte Asphaltbefestigung vorgestellt.

In einer älteren Untersuchung ([BASt 1984] in [Schmuck 1987]) wurden auf verschiedenen Fahrbahnbefestigungen in Asphaltbauweise (bestehend aus Asphaltdeckschicht, Asphaltbinderschicht und Asphalttragschicht, vergleichbar zu Zeile 1 der [RStO 86]) die Ist-Gesamtdicke der jeweiligen Soll-Gesamtdicke gegenüber gestellt. Die Soll-Gesamtdicken der erfassten Asphaltbefestigungen lagen bei 15,0 cm, 18,0 cm, 22,0 bis 22,5 cm und 23,5 bis 24,0 cm.

Das Ergebnis der Untersuchung zeigt Bild 3.7: Die Ist-Gesamtdicke schwankt erheblich, die Spannweite der Ist-Gesamtdicken beträgt etwa 10 cm bis 14 cm, wobei die geringere Spannweite bei Befestigungen mit einer größeren Soll-Gesamtdicke (22 cm/22,5 cm und 24 cm) auftreten. Weiterhin sind bei den größeren Soll-Gesamtdicken die tatsächlichen Gesamtdicken augenscheinlich symmetrisch um die Soll-Gesamtdicke verteilt. Bei den geringeren Soll-Gesamtdicken von 15 cm und 18 cm liegt der Mittelwert der Ist-Gesamtdicken unterhalb der Soll-Gesamtdicke, bei der Soll-Gesamtdicke von 15 cm in einem stärkeren Maß als bei jener von 18 cm.

Zwei weitere Auswertungen, bei denen zum einen einzeln verschiedene Asphaltschichten und zum anderen verschiedene Fahrbahnbefestigungen mit unterschiedlichem Aufbau betrachtet wurden, zeigten, dass grundsätzlich eher dünnere Asphaltschichten hergestellt werden. ([Lempe 1972], [Schubert 1984]) An Proben verschiedener Fahrbahnbefestigungen der Bauklasse I (Bauweise A, Zeile 1 nach [RStO 75]) mit einer Soll-Gesamtdicke von 30 cm Asphaltbefestigung betrug die Ist-Gesamtdicke im Mittel 28,75 cm. Diese Minderdicke von 1,25 cm führt zu einer Reduzierung der Lebensdauer um etwa 27 %, das heißt die betrachteten Asphaltbefestigungen können im Mittel nur 73 % der vorgesehenen Belastung aufnehmen. Innerhalb des dazugehörigen Konfidenzbereichs von 28,2 cm bis 29,3 cm – das ist der Bereich, in dem der „wahre“ Mittelwert mit einer Wahrscheinlichkeit von 90 % liegt – kann sich die Lebensdauer um etwa 10 %-Punkte weiter reduzieren bzw. erhöhen. [Schubert 1984] (Die Lebensdauer wurde dabei anhand der Anzahl der ertragbaren Lastwechsel bei Biegezug- bzw. Schubbeanspruchung bestimmt, die mit dem Programm BISAR schrittweise berechnet und anschließend auf die Minderdicken übertragen wurde.)

Die Standardabweichung der Ist-Schichtdicke steigt mit zunehmender Soll-Schichtdicke: Bei den betrachteten Asphaltdeckschichten betrug die Standardabweichung von 0,4 bis 0,5 cm, bei den Asphaltbinderschichten sowie den Kombinationen aus Asphaltdeckschicht und Asphaltbinderschicht durchschnittlich 1,0 cm und bei den Asphalttragschichten sowie der gesamten Asphaltbefestigung 1,5 bis 2,5 cm. [Schubert 1984] In Bild 3.7 ist dieses Ergebnis bei Betrachtung der relativen Häufigkeitsverteilung in der Tendenz zu erkennen.

Werden die in den (auch noch heute in den ZTV Asphalt-StB 07) bestimmten Grenzwerte für die Unterschreitung der Einbaudicke ausgeschöpft, sind erhebliche Einbußen in der Lebensdauer der Asphaltbefestigung zu erwarten, wie die bereits genannte Untersuchung ergab: Für eine Asphaltbefestigung (Bauklasse I, Zeile 1 gemäß [RStO 75]: 4 cm Asphaltdeckschicht, 8 cm Asphaltbinderschicht, 18 cm Asphalttragschicht) reduziert sich die Lebensdauer der gesamten Asphaltbefestigung bei einer um 10 % dünneren Asphaltdeckschicht (-0,4 cm, gültig für den Mittelwert der Einbaudicken) auf 90 % und bei einer um 25 % dünneren Asphaltdeckschicht (-1,0 cm, gültig für den Einzelwert) bereits auf 77 %. [Schubert 1984] (Weitere Untersuchungsergebnisse, insbesondere für die Mehr- und Minderdicken der weiteren Schichten, sind in der genannten Quelle zu finden.)

Die Auswirkung der Änderung der Schichtdicke (Δh) auf die Lebensdauer (N , gemessen mit der Anzahl der Achslastübergänge) einer Asphaltbefestigung lässt sich mit folgender Formel abschätzen

$$\Delta h = K \cdot \log \left(1 + \frac{\Delta N}{N} \right),$$

wobei $K = 8$, wenn Δh in cm ausgedrückt wird. Nach dieser Formel führt eine Erhöhung der Schichtdicke um 2,4 cm zu einer Verdopplung der Lebensdauer. [Nakkel 1988]

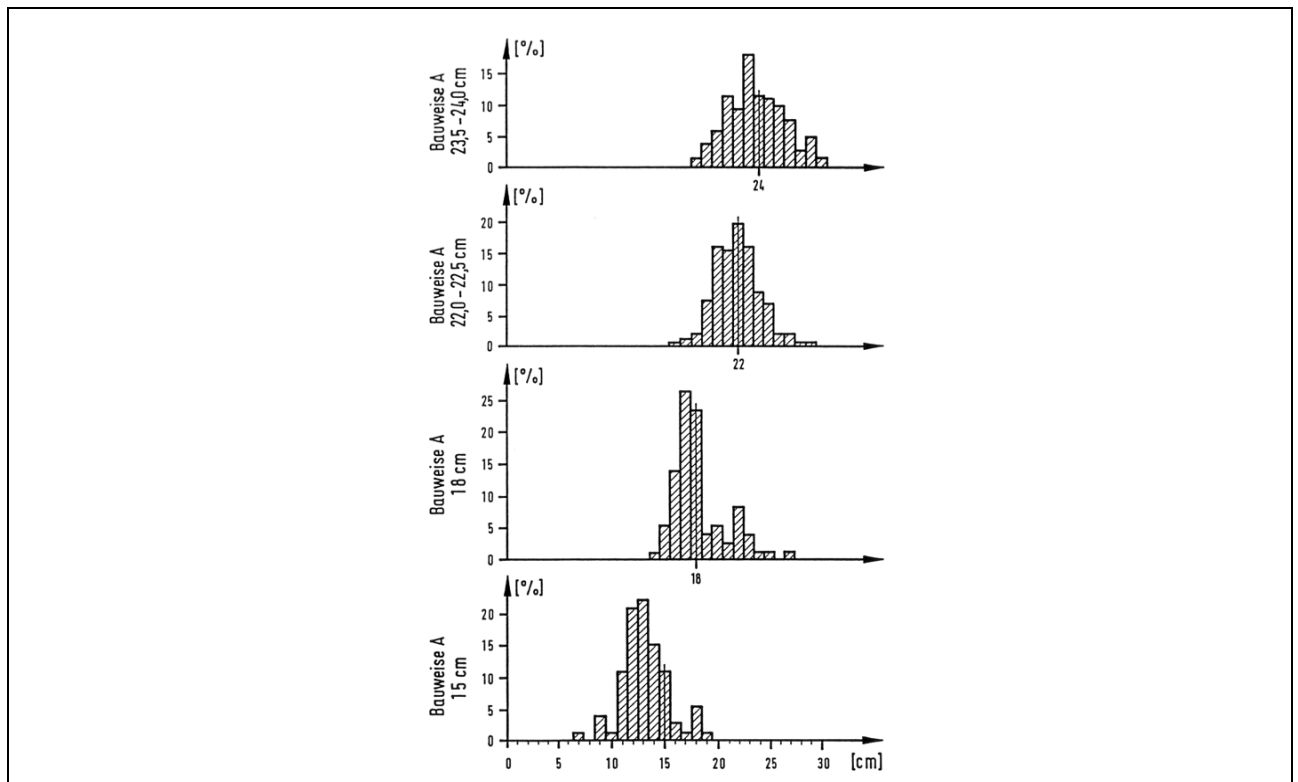


Bild 3.7: Relative Häufigkeitsverteilung der Ist-Gesamtdicken verschiedener Asphaltbefestigungen (vergleichbar zu Zeile 1 der RStO 86) bei einer Soll-Gesamtdicke von 15, 18, 22 bzw. 24 cm ([BASt 1984] in [Schmuck 1987])

	Grundsystem	Dickenschwankung bei konstanter Gesamtdicke		
Asphaltdeckschicht (Asphaltbeton 0/11 mit B 65)	4 cm	2 cm	6 cm	4 cm
Asphaltbinderschicht (Asphaltbinder 0/16 mit B 65)	4 cm	6 cm	2 cm	2 cm
Asphalttragschicht (siehe unten, aus Rundkorn)	14 cm	14 cm	14 cm	16 cm
Lebensdauer, Asphalttragschicht 0/32 mit B 65	100 %	108 %	96 %	100 %
Lebensdauer, Asphalttragschicht 0/32 mit B 80	100 %	105 %	94 %	94 %

Tabelle 3.6: Lebensdauer (unter Berücksichtigung der Biegezugspannung) infolge der Dickenschwankung in den Schichten bei konstanter Gesamtdicke der Asphaltbefestigung (22 cm, Bauklasse III nach RStO 75) und bei einer durchschnittlichen Jahrestemperatur [Schubert 1984]

Wird genau betrachtet, welche Schicht über eine Minder- und Mehrdicke verfügt, resultieren durch die unterschiedlichen Eigenschaften der Asphaltschichten verschiedene Lebensdauern der Asphaltbefestigung, siehe Tabelle 3.6. Dabei wird der in der Spalte „Grundsystem“ gegebene Aufbau (nach Zeile 1, Bauklasse III [RStO 75]) und eine durchschnittliche, repräsentative Jahrestemperatur vorausgesetzt. (Das Bitumen B 65 entspricht heutigem Bitumen 50/70 und das Bitumen B80 dem Bitumen 70/100.) Weiterhin ist in dieser Betrachtung die Mehr- bzw. Minderdicke über die gesamte betrachtete Fläche konstant und die Dickenschwankung beträgt stets 2 cm.

Eine höhere Lebensdauer ist zu verzeichnen, wenn eine Minderdicke der Asphaltdeckschicht um 2 cm mit einer entsprechenden Mehrdicke in der Asphaltbinderschicht kompensiert wird, sodass die Dicke der Asphaltbinderschicht 6 cm beträgt (siehe Tabelle 3.6). Die Lebensdauer steigt für das Beispiel auf 105 bis 108 % (je nach Bitumenhärte in der Asphalttragschicht). Wird eine Minderdicke der Asphaltbinderschicht mit einer Mehrdicke in der Asphaltdeckschicht kompensiert, sinkt die Lebensdauer aufgrund der geringeren Steifigkeit der Asphaltdeckschicht. [Schubert 1984]

Diese Ergebnisse zeigen (wie auch in [Timm, Bower, Turochy 2006] beschrieben), dass bei einer steiferen Unterlage entweder die Lebensdauer steigt oder eine geringere Gesamtdicke für die gleiche Lebensdauer hinreichend ist. Die Beobachtung, dass eine Asphaltbefestigung mit einer dünneren Asphaltdeckschicht und entsprechend stärkerer Asphaltbinderschicht die Lebensdauer positiv verändert, wurde in der Praxis für sehr stark beanspruchte Verkehrsflächen unter den Begriffen „funktionaler Schichtenaufbau“ und „standfestere Fahrbahndecken“ umgesetzt. ([Hushek 1988], [Dübner 1996], [Potschka 1997]) Heute ist eine vergleichbare Bauweise in den ZTV Asphalt-StB 07 enthalten, nämlich die Kompaktasphaltbauweise (vgl. die Erläuterung zur Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise in Kapitel 4), bei der die Asphaltdeckschicht bei entsprechender Verstärkung der Asphaltbinderschicht um etwa 2 cm reduziert wird; für die Konzeption des Asphaltmischguts und den Einbau bestehen zum Teil besondere Anforderungen (siehe zum Beispiel [ZTV Asphalt-StB 07], [M KA 2001], [Richter, Dietrich 1997], [Schäfer, Rosauer 2007]).

Wird in der Betrachtung eine lokale Begrenzung der Mehr- und Minderdicken ergänzt, zeigt sich eine höhere Lebensdauer, wenn über die Fläche gleichmäßige Bedingungen vorliegen. Die lokale Begrenzung der Schichtdicken wurde in der bereits genannten Untersuchung von Schubert (1984) mit der Verziehungslänge beschrieben. Die Verziehungslänge ist die Länge, über die in der Schicht die Minderdicke auf- bzw. abgebaut wird. Mit steigender Verziehungslänge nimmt die Lebensdauer überproportional ab und nähert sich am Ende asymptotisch dem entsprechenden Ergebnis bei konstanter Minderdicke an (vgl. Bild 3.8).

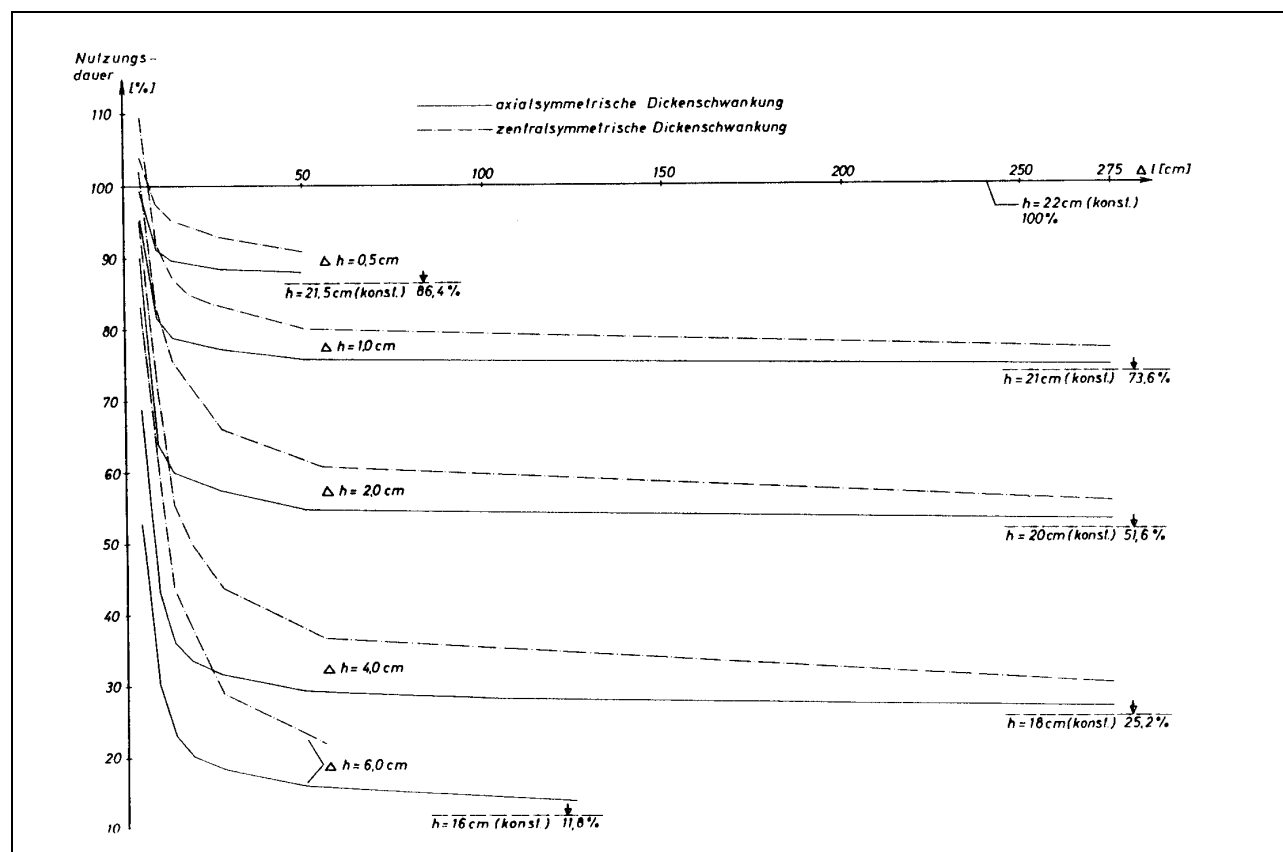


Bild 3.8: Lebensdauer in % einer 22 cm dicken Asphaltbefestigung mit axial- und zentralsymmetrischer Dickenvariation in Abhängigkeit der Verziehungslänge Δl , bezogen auf die Lebensdauer einer gleichmäßig 22 cm dicken Asphaltbefestigung [Schubert 1984]

Bei einer Asphaltbefestigung der Bauklasse III (22 cm Gesamtdicke) mit einer lokalen axialsymmetrischen Minderdicke von 0,5 bis 2 cm auf einer Verziehungslänge von 4,5 cm sinkt die Lebensdauer um 0,8 bis 10 % ab. Ab einer Verziehungslänge von 50 cm differiert die Lebensdauer von der konstanten Minderdicke bzw. von der lokal begrenzten Minderdicke nur noch um wenige Prozentpunkte. Ab einer Verziehungslänge von 2,5 bis 3,0 m sind die Lebensdauern von lokal begrenzten Minderdicken von bis zu 2 cm ähnlich zu denen der konstanten Minderdicken, bei lokal

begrenzten Minderdicken von 4 bis 6 cm erst ab einer Verziehungslänge von etwa 4,0 bis 6,0 m. Wird die lokal begrenzte Minderdicke hingegen zentralsymmetrisch angenommen, ist die Lebensdauer infolge der besseren Spannungsumlagerung stets höher als bei der axialsymmetrischen Ausprägung. Bei kleinen Verziehungslängen war sogar eine Zunahme der Lebensdauer festzustellen. Betragen die Verziehungslänge 4,5 cm und die Minderdicken 0,5 bis 2,0 cm konnte eine Lebensdauer von 104 bis 102 % berechnet werden. [Schubert 1984]

Wird in der Betrachtung zusätzlich eine inhomogene Beschaffenheit des Materials über die einzelnen Schichten (zum Beispiel lokale Streuung des Bitumengehalts, des Hohlraumgehalts oder der Untergrundverhältnisse) berücksichtigt, indem dem Material der jeweiligen Schicht lokal unterschiedliche Steifigkeiten zugewiesen werden, zeigt sich dennoch ein deutlicher Einfluss der Schichtdicke und ihrer Schwankung auf die Lebensdauer. So ist der Einfluss der Schwankung der Schichtdicken umso größer, je höher die Steifigkeit der Asphaltbefestigung ist. Die Auswirkung der Schichtdicken-Schwankung nimmt ab, je höher die Gesamtdicke der Asphaltbefestigung und die Steifigkeit der Unterlage sind. [Schubert 1984]

Zusammenfassend und die beschriebenen Untersuchungsergebnisse vergleichend ist festzustellen, dass die negativen Auswirkungen der abweichenden Schichtdicken auf die Lebensdauer gemindert werden, wenn ein Dickenausgleich in der Asphaltbefestigung zwischen den Schichten erfolgt und so die Gesamtdicke beibehalten wird. Eine Mehrdicke in einer Schicht, die zu einer größeren Gesamtdicke führt, ist demnach für die Lebensdauer nicht kritisch. Im Hinblick auf den Verformungswiderstand ist das Maß der unschädlichen Mehrdicke in Abhängigkeit von der Spannungsverteilung und der Asphaltkonzeption, insbesondere bei der Asphaltdeckschicht, begrenzt. Eine weitere Voraussetzung ist, dass die Schichten fachgerecht hergestellt wurden und eine etwaige Mehrdicke nicht auf eine unzureichende Verdichtung bzw. eine Minderdicke nicht auf eine Überverdichtung (vgl. Abschnitt 3.6.4) zurückzuführen ist.

3.6.6 Textur

Eine gute Textur ist eine wesentliche Voraussetzung für einen hohen Reibungswiderstand des Fahrzeugreifens auf nasser Fahrbahn. Die Wirkung der Textur und der stofflichen Beschaffenheit der Fahrbahnoberfläche unter definierten Bedingungen auf diesen Reibungswiderstand wird als Griffigkeit bezeichnet [Begriff StB 03]. Da die Griffigkeit eine Größe der Straßenoberfläche ist, die während der Nutzung der Straße gefordert und erfasst wird und auch in dem Modell abgebildet wird, werden an dieser Stelle kurz die Textur definiert, ihr Einfluss auf die Griffigkeit erläutert und es werden einige Faktoren aufgezeigt, mit denen die Textur beeinflusst wird. Jedoch ist die Textur an sich weniger eine unmittelbar im Herstellungsprozess beeinflussbare und fokussierte Eigenschaft der Asphaltdeckschicht, stattdessen sondern primär ein Resultat der Asphaltkonzeption.

Die Textur der Fahrbahnoberfläche beschreibt die geometrische Struktur der Fahrbahnoberfläche und wird nach dem Wellenlängenbereich in Mikro-, Makro- und Megatextur unterschieden. Die Grenzen zwischen den Wellenlängenbereichen liegen bei Wellenlängen von 0,5 mm und 50 mm (vgl. Bild 3.9 und Bild 3.10). Mikro- und Makrotextur bestimmen auf verschiedene Weisen die Griffigkeit der Fahrbahnoberfläche und tragen somit im Wesentlichen zur sicheren Fahrbahnnutzung bei. Die Megatextur verfügt über keinen Einfluss auf die Griffigkeit, sondern auf das Reifen-/Fahrbahngeräusch, den Rollwiderstand und (ab einer bestimmten Wellenlänge in Längsrichtung, die schon als Unebenheit bezeichnet wird) über die Schwingungsanregung des Fahrzeugs auf die dynamische Radlast. Somit charakterisiert die Megatextur hauptsächlich den Fahrkomfort.

Die Mikrotextur wird durch die Kantenschärfe und Rauheit der Gesteinskörner festgelegt. Insbesondere der Anteil mit einer Wellenlänge bis 0,01 mm besitzt einen sehr hohen Einfluss auf die Griffigkeit, über sie werden die Kräfte des Fahrzeugs infolge von Beschleunigungs- und Bremsvorgängen sowie Kurvenfahrten aufgenommen. Die Makrotextur hingegen, und hier besonders der Anteil mit einer Wellenlänge bis 10 mm, bestimmt vorwiegend die Drainagewirkung der Fahrbahnoberfläche. Über die Kanäle an der Fahrbahnoberfläche, die mit der Makrotextur

beschrieben werden, wird ein Großteil des dort vorhandenen Wassers zur Seite abgeführt, sodass der Reifen Kontakt zur Fahrbahnoberfläche erhält. Kann das Wasser zwischen Reifen und Fahrbahnoberfläche nicht schnell genug über die Kanäle abgeführt und verdrängt werden, tritt Aquaplaning ein. Die Makrotextur wird wesentlich von der Korngröße, der Korngrößenverteilung und der Verzahnung der Gesteinskörner beeinflusst. [M BgA 2004]

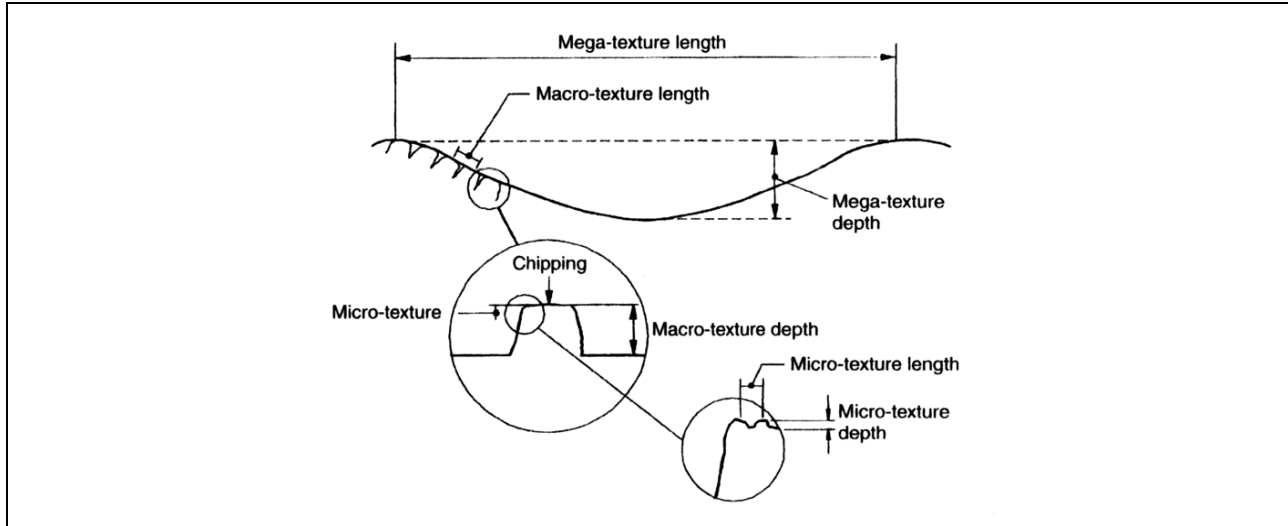


Bild 3.9: Schematische Darstellung der Wellenlängen und Tiefen von Mikro-, Makro- und Megatextur [Woodside, Woodward 2002]

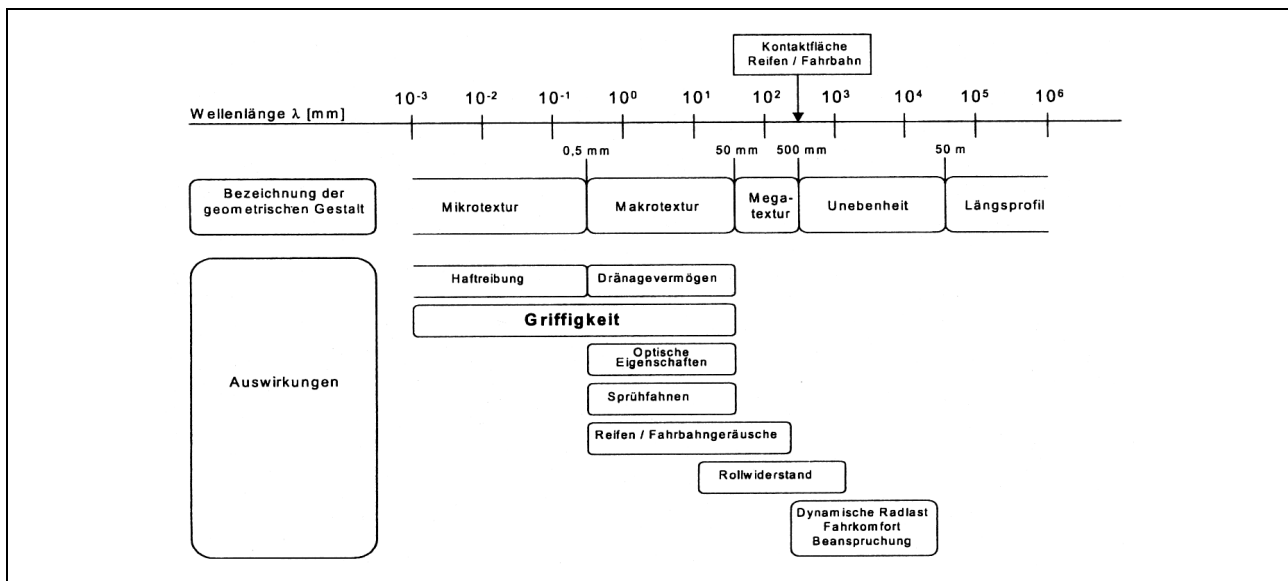


Bild 3.10: Wellenlängenspektrum der Fahrbahnoberfläche und ihre Auswirkungen [Huschek 1996]

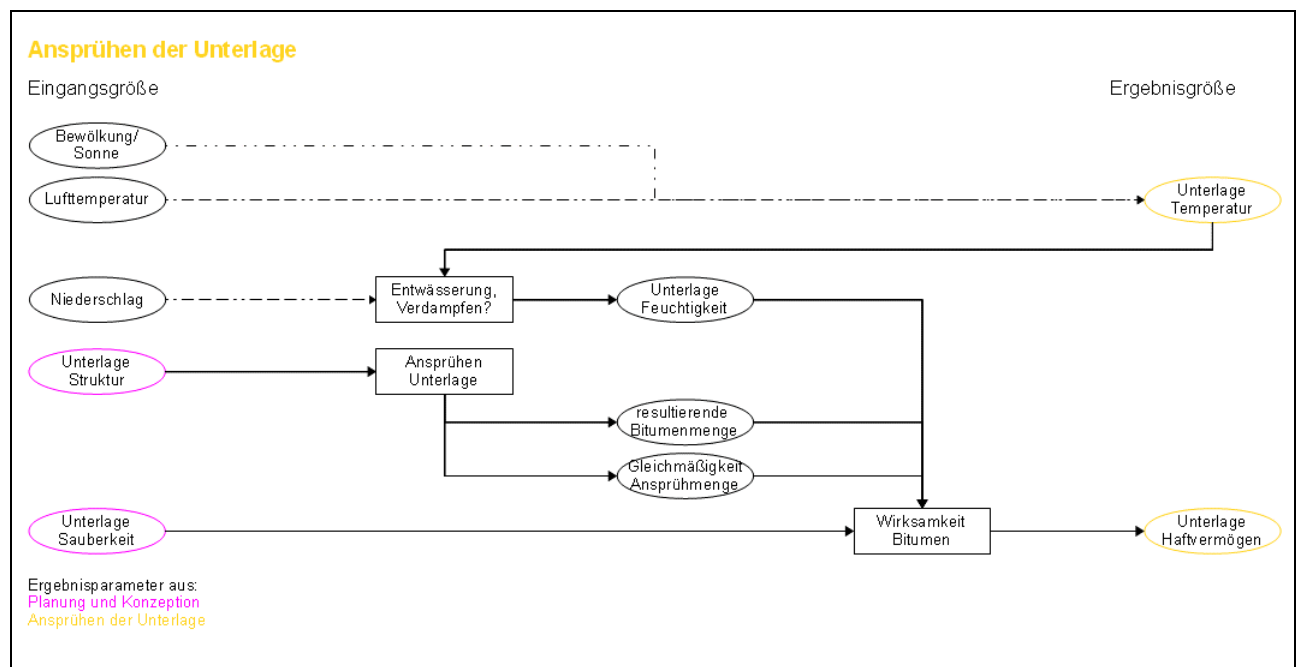
Weiterhin wird bei der Textur nach ihrem Relief unterschieden, ob eine negative oder eine positive Textur vorliegt, erstere wird bildlich auch als Plateau mit Schluchten bezeichnet, letztere als Tal mit Bergen. Die negative Textur ist häufig bei Walzasphalt zu finden, bei dem die Textur im Wesentlichen aus den nach dem Walzen verbliebenen Hohlräumen zwischen den Gesteinskörnern gebildet wird, beispielsweise bei Splittmastixasphalt. Die positive Textur entsteht, falls das Größtkorn relativ groß ist und dieses leicht aus der hergestellten Schicht herausragen kann, beispielsweise bei Oberflächenbehandlungen oder bei dem Abstreuen der Asphaltdeckschicht. Durch das Hervorstehen mehrerer Kanten bei der positiven Textur kann die Griffbarkeit eher begünstigt werden.

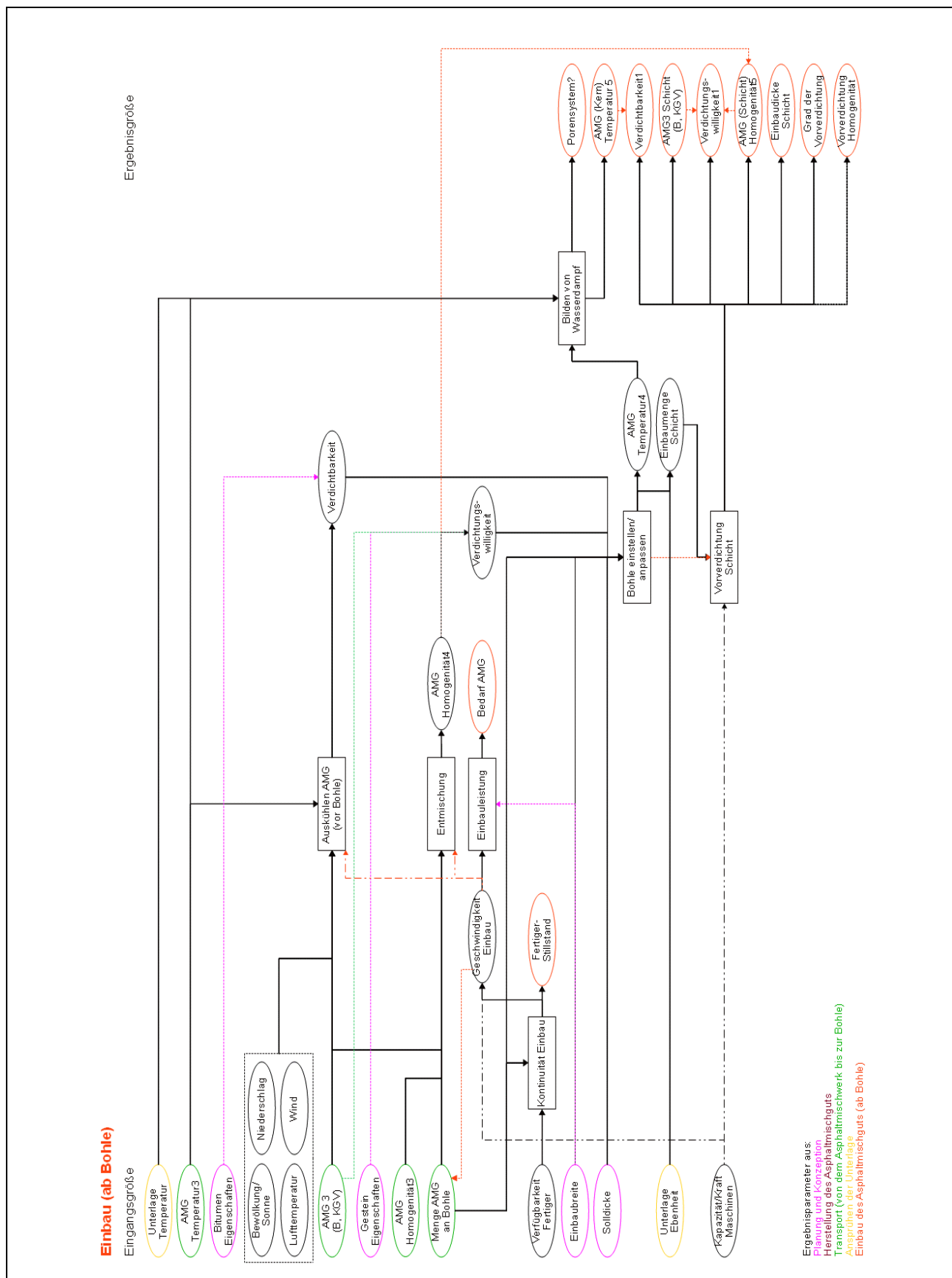
Zu Beginn der Nutzung der Asphaltdeckschicht wird die Textur primär durch das Verdichten und das Abstreuen der Asphaltdeckschicht bestimmt. Im Verlauf der Nutzung wird diese erste Oberflächenstruktur durch die Witterung und den Verkehr verschlissen. Dann gewinnt die

Zusammensetzung des Asphaltmischguts (und gegebenenfalls seine Entmischung während des Transports) mit folgenden, bereits oben genannten Faktoren an Bedeutung: den Gesteinseigenschaften (zum Beispiel Mineralgefüge und -größe, PSV, Kantenschärfe, Kantenanteil), der Korngröße und der Korngrößenverteilung (siehe auch Abschnitt 3.3.2). Darüber hinaus beeinflussen der Bitumengehalt und die Art und Sorte des Bitumens die Textur mittelbar, indem sie auf die Möglichkeit von Verformungsvorgängen oder Mörtelanreicherungen in der Asphaltdeckschicht wirken. ([Rauschenbach u.a. 2006], [Fuchs, Litzka 1998], [M BgA 2004])

Würde die Asphaltdeckschicht nicht abgestreut werden, bestünde ein direkter Kontakt zwischen dem Reifen und dem Bitumenfilm, der die Gesteinskörner umhüllt. Beim starken Bremsen auf trockener Fahrbahn wird das Bitumen infolge der Reibung erhitzt, sodass es sich verflüssigt und wie ein Schmierfilm wirkt. Dementsprechend wäre auch dann trotz vorhandener Mikro- und Makrotextur keine ausreichende Griffigkeit geboten [Bullas 2005]. Dieser Effekt wird (in Anlehnung an Aquaplaning) als Bituplaning bezeichnet; in der Nutzungsphase kann er außerdem bei Bitumenanreicherungen und bei relativ bitumenreichen Asphaltdeckschichten auftreten.

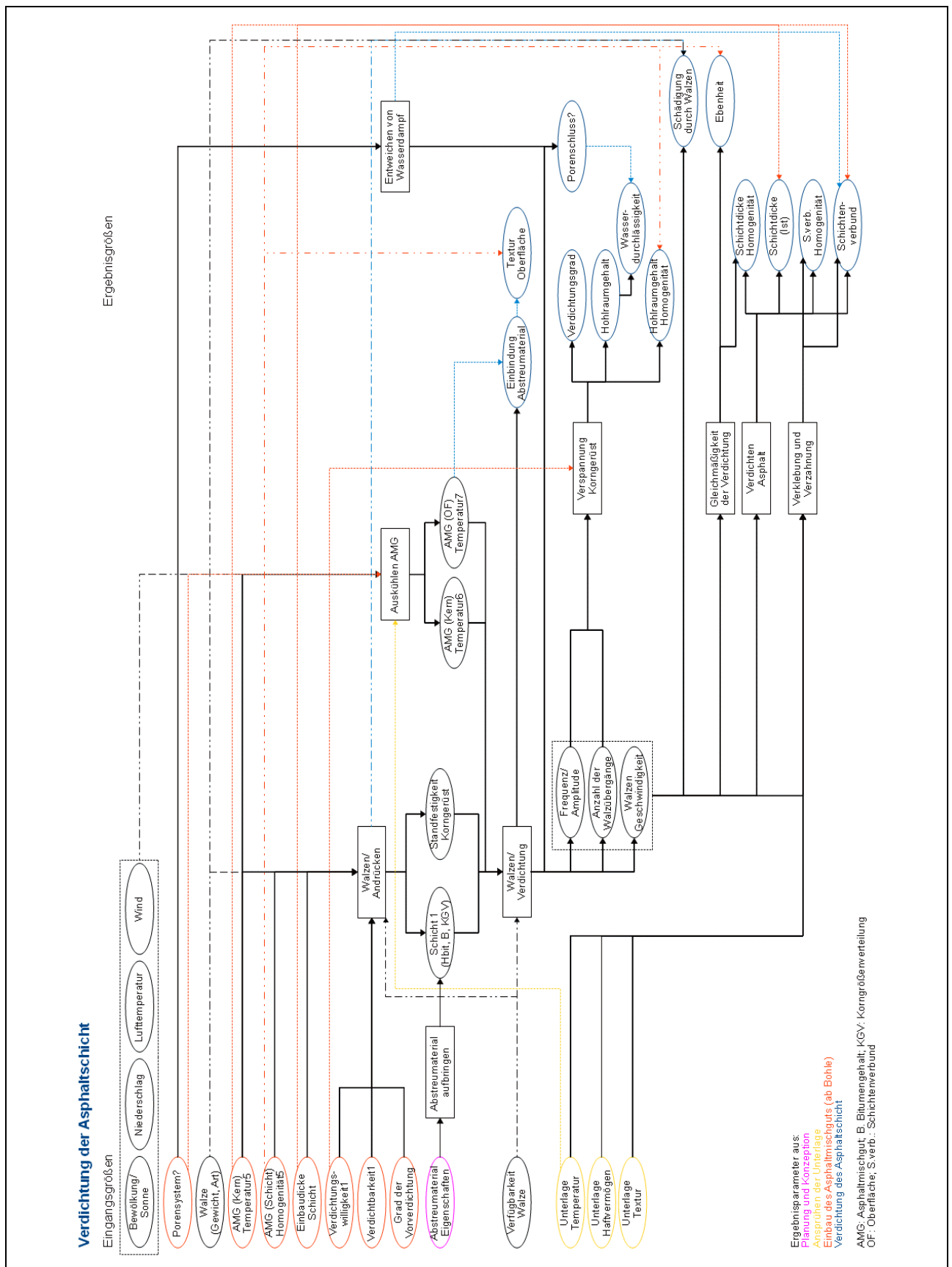
3.6.7 Teilmodell Einbau von Asphalt





Zur Erläuterung der grafischen Darstellungen siehe Abschnitt 2.4. Eine vergrößerte Darstellung des Modells ist in dem Anhang, Abschnitt 8.4.3 abgebildet.

3.6.8 Teilmodell Verdichtung von Asphalt



Zur Erläuterung der grafischen Darstellungen siehe Abschnitt 2.4. Eine vergrößerte Darstellung des Modells ist in dem Anhang, Abschnitt 8.4.4 abgebildet.

3.7 Nutzung und Belastung der Asphaltdeckschicht, Bestimmung der Lebensdauer

3.7.1 Allgemeine Grundlagen

Allgemeines

Mit der Fertigstellung und anschließenden Verkehrsfreigabe einer neuen Asphaltdeckschicht beginnt gleichzeitig ihre Abnutzung infolge der Belastung durch Wetter und Witterung sowie Verkehr. (Das Klima wird hier nicht als Einflussfaktor während der Nutzungsphase aufgeführt, da der Betrachtungszeitraum für die Asphaltdeckschicht kürzer ist als 30 Jahre – der Betrachtungszeitraum des Klimas, zu den Begriffen siehe Abschnitt 3.6.2.) In den vorherigen Abschnitten wurde dargestellt, wie das Asphaltemischgut für eine Asphaltdeckschicht konzipiert, gemischt und eingebaut wird und welche Eigenschaften der Asphaltdeckschicht (zur Abnahme und während der Nutzung) damit grundsätzlich festgelegt, aber durch Abweichungen in den Prozessen beeinflusst und verändert werden können. Um einen gesamten Überblick zu geben und die Auswirkung der oben genannten Eigenschaften der Asphaltschicht auf die Lebensdauer nachvollziehen zu können, werden in den folgenden Abschnitten die Vorgänge und Zusammenhänge der Belastung und (Ab-)Nutzung der Asphaltdeckschicht ergänzend betrachtet und getrennt nach den im Rahmen der ZEB erfassten Zustandsmerkmalen erläutert.

In der Nutzungsphase sind die von der Asphaltdeckschicht geforderten Eigenschaften insbesondere Ebenheit, Griffigkeit, Wasserundurchlässigkeit, Steifigkeit und Lastabtragung (vgl. Abschnitt 2.2), die in den Zustandsmerkmalen Allgemeine Unebenheit, Spurrinnen, Griffigkeit, Risse und Flickstellen abgebildet sind. Der Einfluss der in den vorherigen Abschnitten erläuterten verschiedenen Vorgänge bei der Herstellung und Eigenschaften der Asphaltschicht auf diese Zustandsmerkmale wurde in einer Untersuchung (siehe [Fuchs, Litzka 1998]) durch Befragung von Experten aus insgesamt 15 Ländern in Europa abgeschätzt. Die höchste Bedeutung für die Zustandsmerkmale und das Verhalten der Asphaltschicht während der Nutzung insgesamt wiesen die Experten den Eigenschaften Bitumengehalt, Schichtdicke, Verdichtungsgrad, Korngrößenverteilung und Hohlraumgehalt zu (in der Reihenfolge der Aufzählung abnehmend). Eine gegenseitige Beeinflussung und Zusammenhänge zwischen den Eigenschaften wurde bei der Befragung nicht berücksichtigt. Die Ergebnisse dieser Befragung im Hinblick auf die einzelnen Merkmale werden in den folgenden Abschnitten 3.7.2 bis 3.7.6 wiedergegeben.

Mit Hilfe von einer multiplen Varianzanalyse wurden in einer weiteren Untersuchung der Einfluss der Eigenschaften Liegedauer, Gesamtdicke, Bauklasse und Straßenklasse der Asphaltbefestigung auf unter anderem die in Tabelle 3.7 genannten Zustandsmerkmale und seine Signifikanz ermittelt (die Irrtumswahrscheinlichkeit wurde auf 5 % beschränkt). Die meisten signifikanten Einflüsse auf die Zustandsmerkmale gehen danach (erwartungsgemäß) von der Liegedauer der Asphaltbefestigung aus. In einem weiteren Schritt wurden die Wechselwirkungen zwischen den Zustandsmerkmalen Allgemeine Unebenheit, Spurrinnen und Netzrisse berücksichtigt und die entsprechenden Varianzanteile zwischen den Eigenschaften und den Zustandsmerkmalen bestimmt. Je höher die dabei bestimmte Restvarianz ist, desto geringer ist der tatsächliche Einfluss der Eigenschaft auf das Zustandsmerkmal. So besteht zwar beispielsweise zwischen der Straßenklasse und den Netzrissen ein signifikanter Zusammenhang, da aber die Restvarianz zwischen diesen Größen sehr hoch ist, wird der Zusammenhang offensichtlich von weiteren, in der Untersuchung nicht berücksichtigten Eigenschaften überlagert. Der signifikante Einfluss der Gesamtdicke auf die Spurrinnen bestätigt sich mit einer geringen Restvarianz. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3.7 dargestellt. Die Untersuchung basiert auf Daten eines Straßennetzes von insgesamt 357 km, das Bundes-, Landes- und Kreisstraßen der Bauklassen III bis VI umfasst. Hinsichtlich der Eigenschaften Straßenklasse und Bauklasse ist zu beachten, dass sie einen engen statistisch nachgewiesenen Zusammenhang aufgrund der Struktur des analysierten Netzes aufweisen: Die Straßen der Bauklasse III sind der Streckenlänge nach überwiegend den Bundesstraßen zuzuordnen, die Straßen der Bauklasse IV nahezu mit gleichem Anteil den Bundes- und Landestraßen. Bei den Straßen der Bauklassen V und VI überwiegen nach der Streckenlänge die Kreisstraßen. [Koch 1992]

Zustandsmerkmal	Asphaltbefestigung			
	Liegedauer	Gesamtdicke	Straßenklasse	Bauklasse
Allgemeine Unebenheit	x		(x)	
Spurrinnen	xx	xx		xx
Wasserrückhalt (fiktive Wassertiefe)	(x)			x
Netzrisse	x		(x)	
Ausmagerung		x	x	
Flickstellen	x		xx	x

Tabelle 3.7: Signifikanter Einfluss der Eigenschaften der Asphaltbefestigung auf die Zustandsmerkmale

(x): hohe Restvarianz (> 40 %); x: Restvarianz zwischen 10 und 40 %; XX: geringe Restvarianz (< 10 %)

Bei der Datenauswertung von insgesamt 392 ausgewählten Strecken in den USA, die älter als 20 Jahre waren, zeigte sich, dass am häufigsten das Erscheinungsbild von deutlichen Spurrinnen (bei 65 % der Strecken) und einer mangelnden Griffigkeit (bei 62 % der Strecken) zu sehen war. Bei den Rissen waren Längsrisse neben der Fahrspur und Querrisse am häufigsten vorzufinden. Dabei lagen die Längsrisse neben der Fahrspur bei 28 % der Strecken in einer sehr starken Ausprägung vor. Knapp ein Drittel der betrachteten Strecken wiesen nur mäßige oder sogar keine Schäden auf. [von Quintus, Mallela, Jiang 2005] Dies korrespondiert mit dem oben dargestellten Ergebnis der multiplen Varianzanalyse. Ursachen wurden den Schäden in der Untersuchung nicht zugeordnet.

Für die richtige Wahl von Erhaltungsmaßnahmen und zur Beurteilung der Auswirkungen der Veränderungen auf das weitere Gebrauchsverhalten ist es bedeutsam zu wissen, ob die betrachtete Befestigung sich in der Konsolidierungsphase oder der Ermüdungsphase befindet: Während in der Konsolidierungsphase sich das gesamte System stabilisiert und diese Phase gegen die mögliche Anpassung des Systems konvergiert, findet in der Ermüdungsphase in der Regel eine progressive Verschlechterung der Eigenschaft statt, mit der ihr technischer (und auch finanzieller) Wert entsprechend sinkt. Dementsprechend wäre in der Konsolidierungsphase die Veränderung eines Zustandes zunächst nur zu beobachten, in der Ermüdungsphase hingegen sollte möglichst zügig gehandelt werden. Ist die Asphaltschicht qualitativ gut hergestellt, wird das Ausmaß der Zustandsveränderung in der Konsolidierungsphase geringer sein und die Belastung kann insgesamt über eine längere Dauer schadlos aufgenommen werden, sodass erst nach längerer Zeit die nicht zu vermeidenden Ermüdungserscheinungen infolge der Nutzung auftreten (Risse, Spurrinnen und Allgemeine Unebenheiten). Die Konsolidierungsphase wird in dem Modell nicht separat abgebildet (siehe die Hinweise in Abschnitt 3.2).

Als Grund für Erhaltungsmaßnahmen wurden in der oben genannten Expertenbefragung am häufigsten eine mangelnde Tragfähigkeit genannt, im Weiteren folgten Risse, Unebenheiten im Querprofil, Oberflächenschäden, unzureichende Griffigkeit, Unebenheit im Längsprofil und schließlich eine unzureichende Mikro- und/oder Makrotextur. [Fuchs, Litzka 1998]

Eine Auswertung der Daten von Erhaltungsmaßnahmen in den Jahren 1987 bis 1991 auf Straßen mit einer Gesamtlänge von 620,2 km und mit einer Asphaltdeckschicht aus Asphaltbeton zeigte, dass die Ursache für Erhaltungsmaßnahmen zwar im Wesentlichen das Auftreten von Netzrissen, Flickstellen, Ausmagerung, Ausbrüchen und Spurrinnen ist, der Anteil aber deutlich mit der Bauklasse differiert, siehe Bild 3.11. Auf den Straßen der Bauklasse SV und I, sie umfassten gut 95 km des betrachteten Straßennetzes, mussten Erhaltungsmaßnahmen überwiegend (47,2 %) aufgrund von Netzrissen durchzuführen. Auf den Straßen der Bauklasse II und III waren hingegen Flickstellen, Ausmagerung und Ausbrüche der maßgebliche Grund. [Dorando, Rübensam 1995]

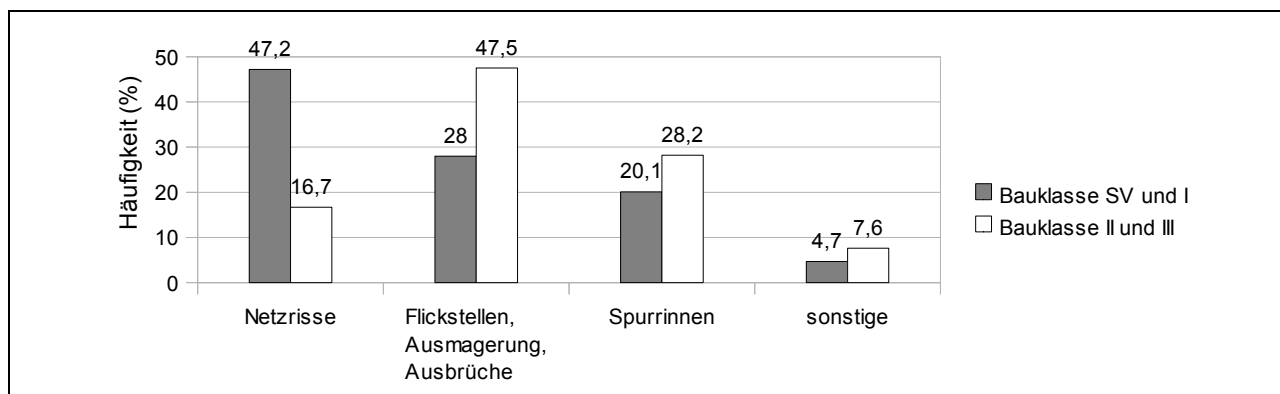


Bild 3.11: Gründe für Erhaltungsmaßnahmen in einem ausgewählten Straßennetz in den Jahren 1987 bis 1991, getrennt nach der Bauklasse der Straßen [Dorando, Rübensam 1995]

Die Ausprägung der Schäden bzw. der Zustandsmerkmale ist über die gesamte Oberfläche bekanntermaßen nicht gleichmäßig. Dies ist nachvollziehbar, wenn die Inhomogenität der verwendeten Baustoffe und des Untergrundes sowie die in den vorherigen Kapitel dargestellten Varianzen in der Herstellung und dem Einbau der Asphaltdeckschicht berücksichtigt werden, die zu lokal differierenden Eigenschaften der Asphaltdeckschicht führen. Weiterhin ist auch die Lasteinwirkung über das Querprofil und aufgrund von dynamischen Radlastschwankungen, die aus der Unebenheit entstehen, in der Nutzungsphase lokal verschieden. Dadurch variieren die Spannungs- und Verformungszustände der Asphaltbefestigung zeitlich und räumlich; jede Stelle der Asphaltbefestigung wird zur gleichen Zeit unterschiedlich beansprucht. [Wolf, Schickl 1998] Dies bedeutet, dass (theoretisch) der Verlauf der Eigenschaften der Asphaltdeckschicht während der Nutzungsphase an jeder Stelle verschieden ist bzw. aus unterschiedlichen Faktoren resultiert. Diese Varianz wird in dem Modell nicht einzeln betrachtet, sondern findet Berücksichtigung mit der Verteilung bzw. der unterschiedlichen Ausprägung der verschiedenen Eigenschaften und mit deren Kombination bei der Berechnung der resultierenden Zustandsgröße sowie der Zielgröße.

Belastung durch Verkehr

Für die Bemessung von Fahrbahnbefestigungen nach RStO 01 und auch zur Beschreibung der Belastung einer Straße durch Verkehr werden meist die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke (DTV), der Schwerverkehrsanteil und die damit einhergehenden Achslasten angegeben. Mit diesen Werten wird jedoch nur ein Teil der Aspekte bzw. der tatsächlichen Verkehrsbelastung abgebildet: Die Verkehrsbelastung unterscheidet sich in dem Maß, der Anzahl und der Frequenz der Belastung sowie in der Geschwindigkeit des Verkehrs. Das Maß der Belastung bestimmt sich, wie oben beschrieben, aus den über die Reifen übertragenen Radlasten, die aber weiter mit der Konstruktion und Anordnung der Achsen und Räder, der Bereifung (Einzel-/Zwillingsreifen, Super-Single-Reifen) und den Reifeninnendrücken variiert. Die Anzahl der Belastungen einer Stelle der Fahrbahnbefestigung ist von der Verkehrsstärke und von der Fahrstreifenbreite abhängig (bei engen Fahrstreifen werden die Fahrzeuge eher in derselben Spur fahren, bei breiteren Fahrstreifen kann sich die Spur unterscheiden). Die Frequenz der Belastung wird durch die Konstruktion der Fahrzeuge und ebenfalls die Verkehrsstärke bestimmt. Aus der Geschwindigkeit des Verkehrs resultieren die Belastungsdauer (insbesondere langsamer und fast stehender Verkehr führt zu einer längeren Belastungszeit und damit zu einer höheren Beanspruchung der Fahrbahnbefestigung) und die Belastungsgeschwindigkeit. Die Belastungsgeschwindigkeit ist zudem von der Unebenheit der Oberfläche im Längsprofil und der Federung des Fahrzeugs abhängig, die sich auf die Stoß- oder Schockbelastungen sowie die dynamischen Radlastschwankungen auswirken. In den Bereichen der Fahrbahn, in denen Brems- und Beschleunigungsvorgänge verstärkt auftreten, entstehen besonders Tangentialkräfte. ([Hutschenreuther, Wörner 1998], [von der Weppen 1989], [Wüst 1991], [Schmuck 1987]) Diese Varianz in der Belastung und die verschiedenen Randbedingungen aus der Herstellung der Fahrbahnbefestigung bewirken, dass die in der Praxis bzw. bei Feldversuchen beobachteten Ergebnisse meist nicht mit den Prüfergebnissen von Langzeitversuchen im Labor übereinstimmen. Daher erlauben letztere überwiegend nur qualitative Aussagen. [von Becker 1982]

Zusätzlich verändern sich die Menge und die Zusammensetzung der Verkehrsbelastung über die Lebensdauer. Allgemein bekannt und prognostiziert ist eine Zunahme der Verkehrsbelastung insgesamt und des Schwerverkehrs auf überregional bedeutsamen Straßenverbindungen. Doch bei einer genaueren Betrachtung sind zudem Unterschiede über die Jahreszeiten und die Wochentage festzustellen, die vorrangig wirtschaftlich (z.B. Verfügbarkeit von Rohstoffen, Urlaubsregion) und zum Teil rechtlich (z.B. Fahrverbote an bestimmten Wochentagen) begründet sind. In den Wintermonaten ist tendenziell ein geringeres Verkehrsaufkommen als in den Sommermonaten zu verzeichnen, wobei das Ausmaß regional variieren kann. Der Schwerverkehr ist an den Werktagen stets höher als am Wochenende, sonntags ist er am geringsten. Der Pkw-Verkehr ist freitags am höchsten, die Stärke am Sonntag kann regional bedingt hoch oder sehr gering sein. [FHWA 1998] Zur Bestimmung der Zustandsentwicklung und der Lebensdauer muss die Verkehrsbelastung nicht derart differenziert betrachtet werden. Bei der Planung von Erhaltungsmaßnahmen hingegen ist es sinnvoll, dies zu berücksichtigen, um die Beeinträchtigung der Straßennutzer möglichst zu reduzieren.

Aus der Verkehrsbelastung der Straße folgen horizontale und vertikale Beanspruchungen in der Asphaltdeckschicht, deren Maß von ihren Eigenschaften beeinflusst wird. Die Schubkräfte führen zu hohen Schubspannungen in der Asphaltdeckschicht, die besonders zu Verformungen führen, und werden schnell mit zunehmender Tiefe abgebaut; daher können sie bei der Bemessung der Fahrbahnbefestigung hinsichtlich der Tragfähigkeit vernachlässigt werden. Bei den vertikalen Kräften hingegen bauen sich die horizontalen Spannungen mit zunehmender Tiefe auf, sodass sie (bei Schichtenverbund) an der Unterseite der Asphaltbefestigung ihr Maximum erreichen. Die vertikalen Kräfte sind hinsichtlich der Tragfähigkeit einer Fahrbahnbefestigung von Bedeutung. Sie stehen in Zusammenhang mit den Radlasten, die durch die oben genannten Einflüsse auf die Verkehrsbelastung, besonders die Dynamik, verlagert und erhöht werden. [Lenker 1977]

Diese aus der Belastung entstehenden Beanspruchungen sind es schließlich, die eine Veränderung der Zustandsmerkmale der Straße bewirken. Der Zusammenhang zwischen der vertikalen Belastung und der Beanspruchung wird zur Bemessung der Fahrbahnbefestigung in den RStO 01 mit der bekannten „4.-Potenz-Regel“ abgebildet, die aus einem AASHO-Road-Test abgeleitet wurde. Die Regel wurde in verschiedenen Untersuchungen im Grundsatz bestätigt, teilweise wurden abweichende Potenzen in Abhängigkeit von der Dicke oder dem Material als geeignet ermittelt (siehe zum Beispiel [Nakkel 1988], [Wüst 1991], [Rommerskirchen u.a. 2002]).

Dieser exponentielle Zusammenhang verdeutlicht, dass insbesondere der Schwerverkehr zu Verformungen, zur Ermüdung und schließlich zum Versagen der Asphaltschichten führt. Und in Anbetracht dessen, dass nach Messungen an 5-achsigen Sattelzügen in einem Viertel der Fälle die Sattelzüge überladen sind [Utterodt, Egervari 2008], kann zudem von einer weitaus höheren Beanspruchung der Straße ausgegangen werden als nach Bemessung ursprünglich kalkuliert, sodass die Lebensdauer hierdurch stark reduziert werden kann.

Die Varianz der Verkehrsbelastung im realen relevanten Bereich als auch die Varianz der Eigenschaften der Asphaltdeckschicht muss daher für eine verlässliche Abschätzung der Lebensdauer mit dem Modell in diesem abgedeckt werden. Dies geschieht durch die Beschreibung und Berücksichtigung der jeweiligen Eigenschaften mit Hilfe entsprechender Verteilungen und ihrer Überlagerung.

Die Verformung, die infolge der Belastung entsteht, besitzt einen elastischen Anteil und einen plastischen Anteil. Der plastische, verbleibende Anteil führt zu der erkennbaren Verformung der Asphaltschicht. Die grundsätzlich verfügbaren Anteile von elastischer und plastischer Verformung sind insbesondere von der Alterung des Bitumens und der Temperatur der Asphaltbefestigung abhängig. Der elastische Anteil der Verformung reduziert sich zum einen mit der Alterung des Bitumens und zum anderen mit steigender Temperatur der Asphaltdeckschicht (siehe unten). Der tatsächlich in Anspruch genommene plastische Anteil nimmt überproportional zu, wenn die Belastung eine Spannung in der Nähe der Bruchgrenze des Asphalts erzeugt [Bartolomaeus 2003].

Belastung durch Wetter und Witterung

Die wetter- und witterungsbedingte Belastung der Straßenbefestigung erzeugt einerseits die aus der Temperatur resultierende Beanspruchung, andererseits jene aus der Einwirkung des (Niederschlag-)Wassers.

Bei Veränderung der Lufttemperatur sowohl im Tagesverlauf als auch im jahreszeitlichen Verlauf weist die Asphaltbefestigung in den verschiedenen Tiefen sich ändernde Temperaturen auf. Die Temperaturentwicklung in den Schichten wird neben der Lufttemperatur von Sonneneinstrahlung, Wind und Niederschlag beeinflusst, seitens des Materials ist die Wärmeleitfähigkeit und die Wärmekapazität der Decke bedeutsam [von Becker 1982]. Mit den unterschiedlichen Temperaturen und Temperaturverteilungen in den Schichten kann dieselbe Verkehrsbelastung eine ganz unterschiedliche Beanspruchung in der Asphaltbefestigung hervorrufen [Schmuck 1987], sodass sich das Schädigungspotential und auch die Auswirkung der Belastung voneinander unterscheiden.

Bei niedrigen Temperaturen in der Asphaltbefestigung wird der Asphalt sehr hart und verfügt über eine hohe Steifigkeit, wobei der Zusammenhang zwischen Temperatur und Steifigkeit nicht linear ist. Bei hohen Temperaturen weist der Asphalt eine deutlich geringere Steifigkeit auf, sodass die Verkehrsbelastung, insbesondere die des Schwerverkehrs, eher zu einer plastischen Verformung führt als bei niedrigeren Temperaturen [Metelmann 1972]. Im üblichen Temperaturbereich von -5 °C bis 30 °C kann die durchschnittliche Steifigkeit der Asphaltschichten um den Faktor 10 variieren [von Becker 1982].

Bei besonders tiefen Temperaturen tritt außerdem eine thermische Schrumpfung des Asphalts ein, die jedoch aufgrund der geometrischen Verhältnisse in der Asphaltbefestigung in Längsrichtung und an Stellen mit hinreichendem Abstand zum seitlichen Rand der Fahrbahn auch in Querrichtung behindert wird. Dadurch entstehen in diesem Bereich Zugspannungen, die üblicherweise an der Oberfläche ihr Maximum aufweisen. Diese sogenannten kryogenen Spannungen bewirken die Gefahr der Rissbildung und sind von dem Bitumen und der Steifigkeit des Asphalts abhängig. Sie steigen allgemein mit sinkender Temperatur und zunehmender Härte des Bitumens. Die Temperaturverteilung im Asphalt und die Temperaturveränderung sowie ihr Maß im Zeitverlauf beeinflussen, ob und in welchem Maß die kryogenen Spannungen in tieferen Bereichen auftreten. Die Temperatur, bei der die kryogenen Zugspannungen die Zugfestigkeit des Asphalts übersteigen, ist die Bruchtemperatur. Oberhalb dieser Temperatur kann mit den Zugfestigkeitsreserven (Differenz zwischen kryogener Zugspannung und Zugfestigkeit des verdichteten Asphalts) die Belastung des Verkehrs aufgenommen werden. Wird die Zugfestigkeit des Asphalts durch beispielsweise die Überlagerung mit weiteren Zugspannungen überschritten, die aus der Verkehrsbelastung stammen, entstehen Risse in der Asphaltbefestigung. Die Risse mindern den strukturellen Widerstand gegen Belastungen und führen schließlich zur Reduzierung der Lebensdauer. ([Boyer, Hensley 1999], [Grätz 2009], [Arand 1996])

Treten während der Lebensdauer extreme Temperaturen auf, das heißt lang anhaltend sehr tiefe oder auch sehr hohe Temperaturen, kann in Kombination mit einer hohen Verkehrsbelastung die Lebensdauer drastisch verkürzt werden. Da diese Situationen jedoch nicht in Zusammenhang mit der Qualität der hergestellten Asphaltbefestigung stehen, werden derartige Situationen nicht im Rahmen dieser Arbeit berücksichtigt. In dem Modell könnten aber entsprechende Informationen für die Temperatur in der Nutzungsphase hinterlegt werden, das heißt welche Temperaturen durchschnittlich, langfristig und in welchen Folgen mit welcher Wahrscheinlichkeit auftreten, sodass ihr Einfluss bei der Berechnung der Lebensdauer Eingang findet.

Durch den Einsatz von hellen oder aufhellenden Gesteinskörnungen kann die Erwärmung der Asphaltschicht aufgrund der Reflexionseigenschaften der Gesteinskörnungen reduziert werden. Nach verschiedenen Untersuchungen beträgt die mögliche Temperaturreduzierung 1 K [Nakkel 1986] oder bis zu 8 K [Hutschenreuther, Wörner 1998]. Dies ist bei der Formulierung der Temperaturverteilung der Asphaltdeckschicht zu berücksichtigen.

Dringt Wasser in die Asphaltbefestigung ein, weil zum Beispiel die Asphaltdeckschicht zu offen ist (siehe Abschnitt 3.6.4) oder das Wasser seitlich zufließt, gefährdet es die Haftung zwischen

Bitumen und Gestein. Weiterhin kann das Wasser das Gefüge der verdichteten Asphaltdeckschicht zerstören, wenn es (zum Beispiel aufgrund von Kapillarkräften oder Behinderung des Abflusses) in der Asphaltbefestigung gehalten wird und gefriert. Daher ist mit dem Ziel einer hohen Lebensdauer bereits bei der Planung der Straße, aber auch bei dem Einbau des Asphalts ein Augenmerk auf die Entwässerung sowohl des Oberflächenwassers als auch des möglicherweise seitlich eindringenden oder aufsteigenden Bodenwassers zu legen.

Wie sich das Wasser aber im konkreten Fall auf die Fahrbahnbefestigung und den Untergrund auswirkt, ist wesentlich abhängig von der Topographie, der Lage der Straße im Grundriss (Hanglage, umgebende Bebauung, Himmelsrichtung) und im Aufriss (Einschnitt/Damm, Höhe des Grundwassers) sowie der Art und der Zusammensetzung des Bodens [von Becker 1982].

Die Sonneneinstrahlung, der Luftsauerstoff und auch die Temperatur führen zu der Alterung des Bitumens. Kann durch die Hohlräume viel Luft eindringen, altert das Bitumen stärker und die Lebensdauer kann sich deutlich verkürzen. Die Zusammenhänge und Auswirkungen von der Bitumenalterung und der Wassereinwirkung sind den Abschnitten 3.3.2 und 3.6.4 zu entnehmen.

3.7.2 Entwicklung der Spurrinnen

Erläuterungen zur Entwicklung der Spurrinnen

Spurrinnen können durch vertikale Verformung (Nachverdichtung) sowie Schubverformung (horizontale Verformung, Verdrängung) der Asphaltdeckschicht oder einer der darunter liegenden Schichten und durch Abrieb (Verschleiß) an der Fahrbahnoberfläche entstehen (vgl. hierzu auch Tabelle 2.3 und Bild 3.12).

Der Abrieb der Fahrbahnoberfläche ist der materielle Schwund infolge mechanischer Beanspruchung. Früher war durch die Nutzung von Spikereifen in der Winterzeit der Abrieb beachtenswert und ein Teil der Spurrinne darauf zurückzuführen [Eisenmann, Hilmer 1986]. Inzwischen sind aber Spikereifen nicht mehr zugelassen und es werden relativ hohe Anforderungen an die in der Asphaltdeckschicht verwendete Gesteinskörnung gestellt, zum Beispiel an deren Polierresistenz und Widerstand gegen Zertrümmerung. Daher ist bei Asphaltstraßen in Deutschland das Maß des Abriebs sehr gering gegenüber den beiden weiteren Typen der Verformung.

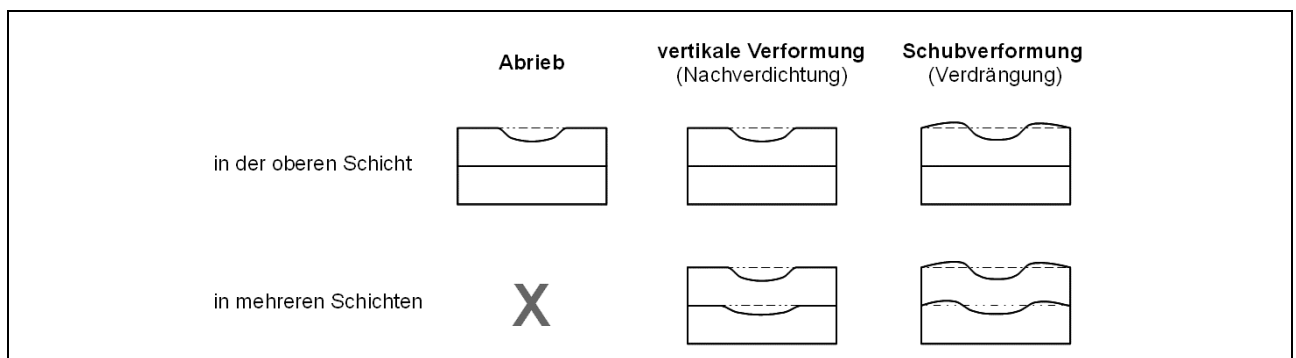


Bild 3.12: Arten der Verformung bei Spurrinnen (in Anlehnung an [Schmuck 1987])

Vertikale Verformungen der Asphaltdeckschicht können aus vertikalen Verformungen in der Asphaltdeckschicht und/oder der unteren Schichten entstehen (siehe Bild 3.12), die vorwiegend auf eine Nachverdichtung durch den Verkehr zurückzuführen ist. Weitere Ursachen sind eine unzureichende Tragfähigkeit der unteren Asphaltdecken (zum Beispiel aufgrund von einer ungeeigneten Zusammensetzung des Asphaltmischguts oder Ermüdung) oder des Untergrundes (zum Beispiel bei einem aufgeweichten Untergrund) sowie Setzungen im Untergrund.

Die Schubverformungen, oder auch Verdrängungen, sind an Aufwölbungen neben der Fahrspur zu erkennen (siehe Bild 3.12). Ein bestimmtes, aber sehr geringes Maß der Schubverformung verbleibt nach jeder Belastung der Asphaltbefestigung aufgrund des viskosen Anteils des Materialverhaltens von Asphalt. In einem verstärkten Maß folgen Schubverformungen aus einer zu geringen

Verformungsbeständigkeit und Steifigkeit des Asphalts sowie aus zu geringen Hohlraumgehalten bis hin zu verfüllten Hohlräumen, häufig verbunden mit einer zu hohen Verkehrsbelastung für das vorhandene Asphaltmischgut. Die zu geringe Verformungsbeständigkeit kann unter anderem konzeptionell bedingt sein (vgl. Abschnitt 3.3) oder der übermäßigen Belastung aus Wetter (hohe Temperaturen) folgen. Vorwiegend treten die Schubverformungen in der Asphaltdeckschicht und nur vereinzelt in der Asphaltbinderschicht auf; in den darunter liegenden Schichten ist nicht mit Schubverformungen zu rechnen, da die lokalen Spannungen zu gering sind [von Becker 1982]. Durch einen guten Schichtenverbund kann die Schubverformung vermindert werden [Eisenmann, Hilmer 1986].

Der Fokus der Arbeit liegt auf der Asphaltdeckschicht. Daher werden in dem Modell nur die Verformungen in vertikaler und horizontaler Richtung in der Asphaltdeckschicht sowie der Fahrbahnabrieb (in Bild 3.12 die oberen Darstellungen) abgebildet. Für die unteren Schichten, vorwiegend die Asphaltbinderschicht, ist jedoch das Modell leicht zu adaptieren, im Wesentlichen entfällt der Fahrbahnabrieb. Die einzelnen Verformungen der Schichten addieren sich dann (in Bild 3.12 die unteren Darstellungen).

Der wesentliche Teil der Nachverdichtung tritt üblicherweise zu Beginn der Nutzungsphase, in der Konsolidierungsphase der Asphaltschicht, auf; anschließend ist die Nachverdichtung relativ gering. Nachverdichtungen, die über dieses Maß hinaus auftreten (zum Beispiel bei hohen Temperaturen), können gleichzeitig zu Schubverformungen führen. Über die gesamte Lebensdauer der Asphaltdeckschicht besitzt die Schubverformung einen deutlich größeren Anteil an der Spurrinnenbildung als die vertikale Verformung [Eisenmann, Hilmer 1986].

Auf die Entwicklung der Spurrinnen haben seitens des Verkehrs insbesondere die Höhe der Belastung und die Geschwindigkeit/Belastungsfrequenz (und somit die Belastungsdauer und -geschwindigkeit) einen Einfluss. Die Erhöhung der Radlasten und die Erhöhung des Reifeninnendrucks bewirken einen höheren Kontaktdruck und führen zu einer überproportionalen Zunahme der Spurrinnen. Eine geringe Geschwindigkeit des Verkehrs verstärkt die Spurrinnenbildung ebenfalls; so ist bekannt, dass Spurrinnen primär infolge langsam fahrendem Verkehr auftreten. Dieser Einfluss wächst mit hohen Temperaturen der Asphaltdeckschicht. Mit steigender Geschwindigkeit bzw. Belastungsfrequenz nimmt der Einfluss der Temperatur ab. Untersuchungen zeigten, dass bei einer Zunahme des Schwerverkehrs um jährlich 3 % eine Spurrinnentiefe von 10 mm bereits nach 20 Jahren erreicht wird anstatt nach erst 50 Jahren bei gleichbleibender Schwerverkehr-Stärke und dass eine Lasterhöhung zur überproportionalen Spurrinnenbildung führt. Dabei wurde der Kurvenverlauf der Spurrinnenbildung mit einer Wurzelfunktion abgebildet. ([Eisenmann, Hilmer 1986], [Bartolomaeus 2003], [AP 25/E1 1991])

Seitens der Asphaltschicht wird die Bildung einer Spurrinne insbesondere von dem Verdichtungsgrad und dem Hohlraumgehalt, dem Bitumengehalt sowie der Härte und Viskosität des Bitumens bzw. des Mörtels (die thermisch bedingt variiert) abhängig. Einen weiteren, jedoch geringeren Einfluss besitzen die Steifigkeit des Asphalts, der E-Modul der Asphaltschicht, die Sieblinie, der Erweichungspunkt Ring und Kugel des Bitumens und die Schichtdicke. ([Fuchs, Litzka 1998], [Eisenmann, Hilmer 1986]) Sind die Schichten dicker, erhöht sich hierdurch die Neigung zur Spurrinnenbildung. Ab einer bestimmten dünneren Schichtdicke verliert dieser Parameter an Bedeutung und die Eigenschaften des Untergrundes, der Entwässerung und des Alters der Fahrbahnbefestigung treten entsprechend Untersuchungsergebnissen aus den USA in den Vordergrund. ([von Quintus, Mallela, Jiang 2005], [von Becker 1982])

Bei der Auswertung von Daten eines Straßennetzes konnte die Spurrinnenbildung mit der Liegedauer, der Bauklasse und der Verkehrsbelastung in Zusammenhang gebracht werden, wobei der erklärende Anteil der Liegedauer etwa doppelt so hoch (10,1 %) war die jeweilige Anteil der Bauklasse (3,4 %) und der Verkehrsbelastung (5,0 %). [Koch 1992]

Der Verlauf der Entstehung der Spurrinnentiefe wird häufig mit einer Funktion dritten Grads beschrieben, die aber im Prinzip aus der Superposition von drei Kurven entsteht (siehe Bild 3.13), welche die wesentlichen Mechanismen innerhalb der drei Phasen der Spurrinnenbildung erklären.

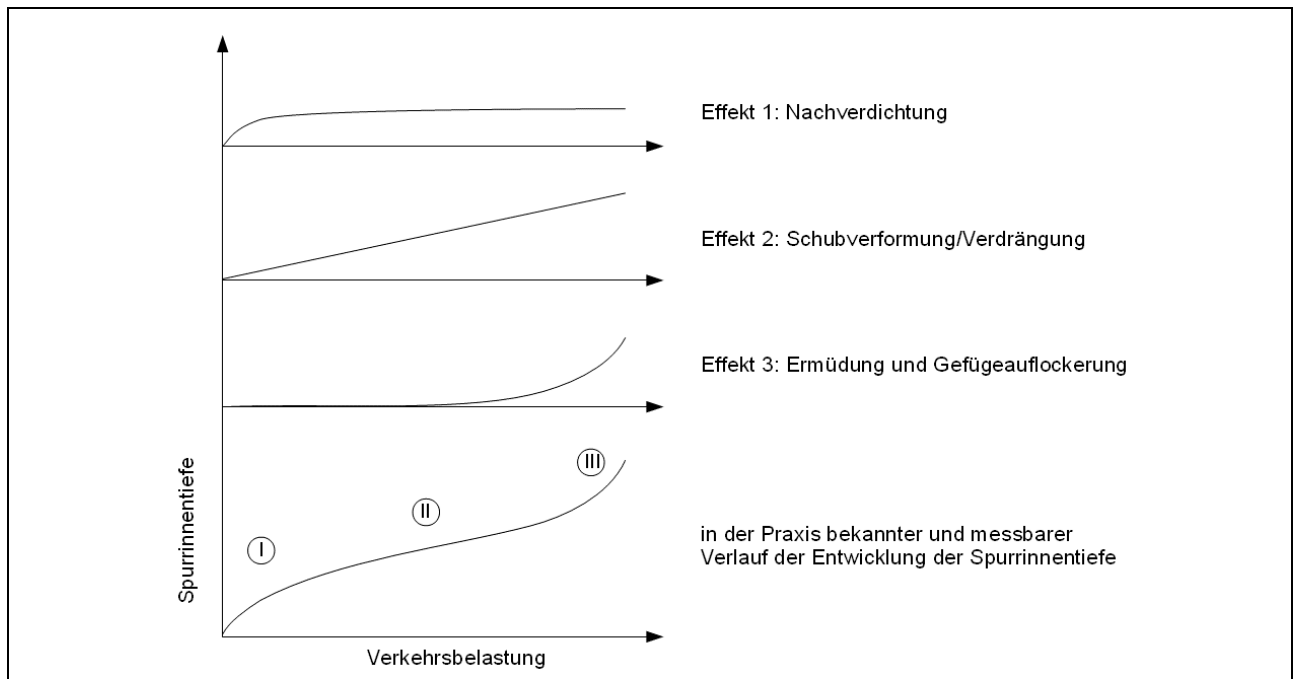


Bild 3.13: Qualitative Darstellung der Zusammensetzung der Kurvenverläufe aus Nachverdichtung, Schubverformung und Ermüdung zum charakteristischen Kurvenverlauf der Entwicklung der Spurrinnentiefe

(Zu den Phasen im Folgenden [Eisenmann, Hilmer 1986], [Babbel 1986], [Bartolomaeus 2003], [von Quintus, Mallela, Jiang 2005], [Jacot 2008].)

- In der ersten Phase (I) bestimmt die vertikale Verformung infolge der Nachverdichtung bzw. der Umlagerung der Gesteinskörner und Anpassung der Asphaltdecke die Entwicklung der Spurrinnen. In Spurbildungsuntersuchungen ist dies daran zu erkennen, dass die bleibende Verformung hauptsächlich unter dem Rad zu verzeichnen ist. Der Kurvenverlauf ist in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung (bei Spurbildungsuntersuchungen die Anzahl der Überrollungen) degressiv. In der Praxis ist die Dauer dieser Phase unterschiedlich und von der Verkehrsbelastung abhängig; sie kann durchaus 5 bis 10 Jahre betragen. Mit der Nachverdichtung der Asphaltdecke kann deren Tragfähigkeit steigen.
- In der anschließenden Phase (II), in dem Spurbildungsversuch häufig nach etwa 2000 Überrollungen, entspricht das Volumen der weiteren bleibenden Verformungen unter dem Rad etwa dem Volumen der sich seitlich bildenden Aufwölbungen, das bedeutet es findet eine Schubverformung und Verdrängung statt. Da in den Lasträndern hohe Schubkräfte herrschen, treten in diesem Bereich und in den Aufwölbungen die größten Verschiebungen in der Asphaltdecke auf. Der Kurvenverlauf ist nahezu linear (siehe Phase II in Bild 3.13) und analog zu der Miner-Hypothese summieren sich die einzelnen minimalen (viskosen) Verformungen schließlich zu der gesamten Verformung. Die Spurbildungsrate steht im linearen Zusammenhang mit dem mittleren Kontaktdruck an der Fahrbahnoberfläche, der in der Praxis mit der Zusammensetzung und der Art des Verkehrs variiert.
- In der dritten Phase (III) verläuft die Kurve progressiv. In den Spurbildungsversuchen kann diese Phase nur vereinzelt zum Ende, falls eine Auflockerung des Gefüges stattfindet, registriert werden. Dabei nimmt das Volumen der Aufwölbungen stärker zu als das Volumen der zusätzlich bleibenden Verformung unter dem Rad. In der Praxis ist diese Phase seltener zu beobachten, vorwiegend bei sehr starker und spurgebundener Verkehrsbelastung oder Ermüdung der gesamten Befestigung. Die spurgebundene Verkehrsbelastung kann ab einer bestimmten Spurrinnentiefe begünstigt werden, wenn die Fahrzeuge in die Spurrinnen geführt werden; dies ist von der Breite und Tiefe der Spurrinnen, dem Reifenprofil und der Geschwindigkeit abhängig. Einhergehend mit der Ermüdung zeigt sich meist die Bildung von Rissen (vgl. Abschnitt 3.7.5).

Vereinfachend und den Effekt der Ermüdung und Gefügeauflockerung vernachlässigend werden zur Beschreibung der Entwicklung der Spurrinnentiefe (y) meist Wurzelfunktionen bzw. Potenzfunktionen angewendet, die Effekt 1 und Effekt 2 abbilden ([Eisenmann, Hilmer 1986], [Schmuck, Maerschalk 1987], [Fuchs, Litzka 1998], [Bartolomaeus 2003], [Timm, Bower, Turochy 2006]):

$$y = a + b \cdot \sqrt{n} \text{ oder}$$

$$y = a + b \cdot n^c \text{ als allgemeine Form und}$$

$$y = a + b \cdot \left[\left(\frac{P}{P_s} \right)^\alpha n \right]^c \text{ unter Berücksichtigung verschiedener Achslasten, wobei}$$

- n die Anzahl der Überrollungen oder auch die Zeit in Jahren ist,
- a eine Konstante ist, die das Maß der anfänglichen Nachverdichtung in der Konsolidierungsphase beschreibt,
- b, c Konstanten sind, die die Verformungseigenschaften des Asphalts (für eine bestimmte Zusammensetzung des Asphaltmischguts, eine durchschnittliche Temperatur und eine durchschnittliche Verkehrsgeschwindigkeit) abbilden,
- P, P_s die Radlast und die Vergleichslast sind und
- α eine materialspezifische Konstante ist, welche die aus der Belastung resultierende Beanspruchung der Asphaltbefestigung beschreibt (vgl. die Hinweise zur 4.-Potenz-Regel in Abschnitt 3.7.1).

Neben der beschriebenen Spurrinnentiefe, die sich aus der Abweichung von der Querebenheit bestimmt, wird bei der ZEB außerdem die fiktive Wassertiefe bestimmt. Sie beschreibt bei einer derart starken Ausprägung der Spurrinnen, dass das Wasser nicht seitlich abgeführt werden kann, die lotrechte Tiefe der möglichen Wasseransammlung auf der Fahrbahn (siehe Bild 3.14).

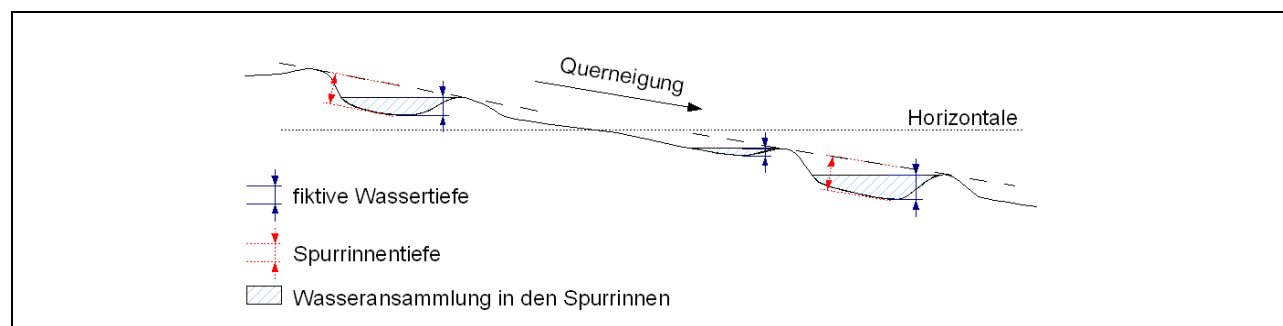
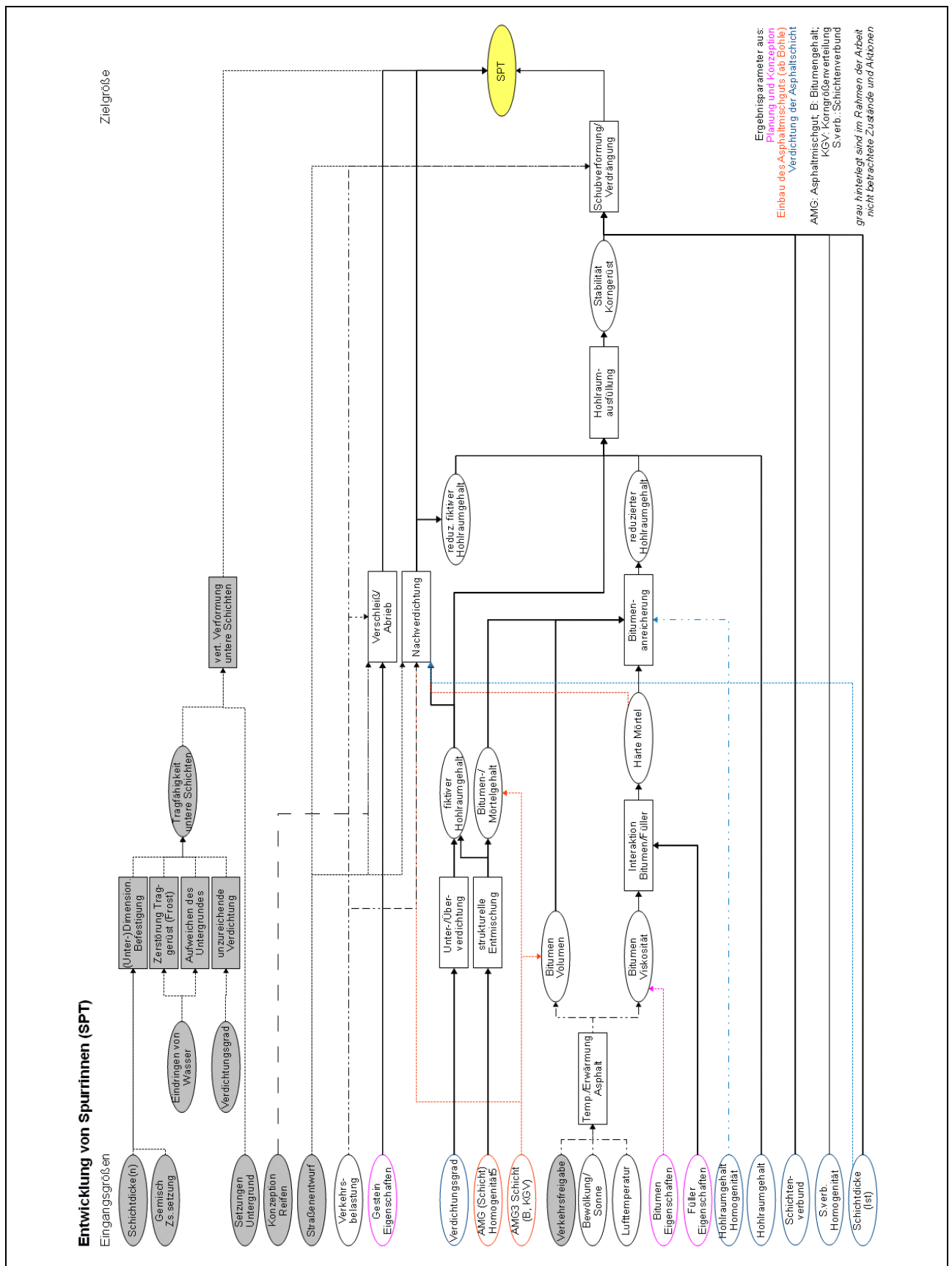


Bild 3.14: Spurrinnentiefe und fiktive Wassertiefe

Die Zustandsgröße fiktive Wassertiefe wird in dem Modell nicht abgebildet, da zu ihrer Ermittlung neben der Spurrinnentiefe selbst Daten über die Neigungsverhältnisse der Fahrbahn (in Längs- und in Querrichtung) erforderlich sind. Sind diese entwurfsspezifischen Daten für eine konkret betrachtete Straße vorhanden und werden sie in dem Modell hinterlegt, könnte die Größe mit bestimmten Annahmen zur Form der Spurrinnenbildung (zum Beispiel die seitliche Aufwölbung durch Schubverformung) und ihrer Bildung in Abhängigkeit von dem Fahrverhalten und der Trassierung für diese Strecke ermittelt werden.

Teilmodell für die Entwicklung der Spurrinnenbildung



Zur Erläuterung der grafischen Darstellungen siehe Abschnitt 2.4. Eine vergrößerte Darstellung des Modells ist in dem Anhang, Abschnitt 8.4.5 abgebildet.

3.7.3 Entwicklung der Allgemeinen Unebenheit

Erläuterungen zur Entwicklung der Allgemeinen Unebenheit

Die Allgemeine Unebenheit bzw. die Unebenheit im Längsprofil können wie die Spurrinnen aus Verformungen in horizontaler und/oder vertikaler Richtung in der oberen Schicht und/oder in den unteren Schichten sowie aus ihrer Kombination resultieren.

Ein typisches Bild für die Schubverformung der Asphaltdeckschicht in Längsrichtung ist die sogenannte Waschbrettbildung. Sie tritt auf, wenn der Schichtenverbund nicht ausreichend ist oder wenn sehr hohe Schubkräfte auftreten, beispielsweise vor Lichtsignalanlagen oder auf den Beschleunigungs- und Verzögerungstreifen. Für die vertikale Verformung im Längsprofil sind allgemein dieselben Gründe zu nennen wie bei den vertikalen Verformungen in Querprofil (siehe Abschnitt 3.7.2).

Bei der Asphaltbefestigung wirkt sich eine größere Schichtdicke günstig auf die anfängliche Längsunebenheit aus, dicker eingebaute Schichten verfügen häufig über eine bessere Ebenheit. Für die Entwicklung der Längsunebenheit über die Lebensdauer sind primär die Eigenschaften der unteren Schichten (Art, Zusammensetzung und Dicke) bedeutsam. Diese Eigenschaften gewinnen an Bedeutung, falls durch das Klima häufig Feuchtigkeit bzw. Feuchtigkeit und Frost vorhanden sind. Da mit den Frost-Tau-Wechseln das Gefüge aufgelockert werden kann, wodurch die Eigenschaften der unteren Schichten geschwächt und uneinheitlicher werden, kann in Gebieten mit häufigen Frost-Tau-Wechseln die Entstehung der Allgemeinen Unebenheit begünstigt sein. Dementsprechend trägt eine gute Entwässerung der Asphaltbefestigung zur Vermeidung von Längsunebenheiten bei. ([FHWA 2000], [FHWA 2002], [von Quintus, Mallela, Jiang 2005], [Haider, Chatti 2006])

Im Rahmen dieser Arbeit wird, wie bereits erläutert, eine geeignete und tragfähige Unterlage für die Asphaltdeckschicht angenommen; folglich werden allein Längsunebenheiten betrachtet, die auf Fehler in der Herstellung und bei dem Einbau des Asphaltmischguts der Asphaltdeckschicht zurückzuführen sind bzw. die in Zusammenhang mit den Eigenschaften der Asphaltdeckschicht stehen.

Seitens des Verkehrs spielt für die Entwicklung der Längsunebenheit insbesondere die Höhe und Schwankung der Belastung eine Rolle. Die Belastung der Fahrbahnbefestigung variiert mit der Fahrzeugkonstruktion und der Reaktion des Fahrzeugs auf Unebenheiten der Fahrbahn; durch bereits vorhandene Unebenheiten entstehen Stoßlasten des Fahrzeugs, die mit dessen Geschwindigkeit und dessen Federung variieren. Durch die Stoßlasten kann die Belastung der Fahrbahnbefestigung um ein Vielfaches höher sein als durch die Belastung, die allein aus dem Fahrzeug bei ebener Fahrbahnoberfläche entsteht. Problematisch ist allerdings weniger die Zunahme der maximalen Lasten aus der dynamischen Straßenbelastung, sondern vielmehr das Maß der Variabilität der Straßenbelastung. ([von der Weppen 1989], [Becker 1995], [Bartolomaeus 2003], [Steinauer, Kempkens, Ueckermann 2003])

Die Art der Asphaltschicht und die Inhomogenität ihrer Eigenschaften, insbesondere die Schwankung der Schichtdicke, steht in einem deutlichen Zusammenhang mit der Unebenheit im Längsprofil. Bestehen bereits zu Beginn Unebenheiten aufgrund von Schichtdickenschwankungen, nehmen die Unebenheiten entsprechend weiter zu, bei der Längsunebenheit ist die Zunahme jedoch relativ gering. Weiterhin entstehen Unebenheiten auf anfänglich ebenen Straßen, falls die Schichtdicken oder E-Moduli entsprechend variieren. Weist die Asphaltschicht unterschiedliche E-Moduli auf, resultieren hieraus erst langfristig stärkere Unebenheiten, die Varianz der Längsunebenheit steigt dann allerdings erheblich. Erfahrungsgemäß ist bei anfangs ebenen Straßen der Verlauf der Zunahme der Längsunebenheit in den ersten 10 Jahren degressiv. ([FHWA 2002], [Bartolomaeus 2003], [Fuchs, Litzka 1998])

Weiterer Einfluss auf die Längsunebenheit werden dem Verdichtungsgrad, der Sieblinie, dem Hohlraumgehalt, dem Bitumengehalt und den Eigenschaften des Bitumens (Viskosität, Härte, Steifigkeit) zugesprochen [Fuchs, Litzka 1998].

Bei der Auswertung von Daten eines Straßennetzes konnte fast die Hälfte (49,4 %) der Variabilität der gemessenen Längsunebenheit mit der Straßenklasse in Zusammenhang gestellt werden. Nur 12,4 % der Streuung der Unebenheit im Längsprofil war auf die Liegedauer zurückzuführen. Die Reststreuung, die nicht mit diesen Parametern und ihren Wechselwirkungen erklärt werden konnte und somit auf nicht berücksichtigte Parameter zurückzuführen ist, beträgt ebenfalls 12,4 %. [Koch 1992]

Diese Zusammenhänge zeigten sich ebenfalls bei der Analyse von Daten aus dem amerikanischen Long-Term Pavement Performance Projekt mit Hilfe von Neuronalen Netzen [de Souza, Neto, de Farias 2006]: Der Aufbau der Straßenbefestigung und die Dicke der Asphaltsschichten bewirken insgesamt 38,1 % der Allgemeinen Unebenheit und die Art der unteren Tragschicht weitere 10,3 %. Das Klima – gemessen mit der Anzahl an Tagen mit Frost, der durchschnittlichen Niederschlagsmenge und den Tagen mit einer Temperatur über 32 °C – beeinflusst die Entwicklung der Allgemeinen Unebenheit zu etwa 31,2 %. Die restlichen 20,4 % entfallen auf den Verkehr, der mit dem Alter der Straßenbefestigung und der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke des Schwerverkehrs bewertet wurde.

In den Ländern Europas existieren unterschiedliche Ansätze, um die Entwicklung von Längsunebenheiten zu beschreiben. Sie zeigen kein einheitliches Bild hinsichtlich der verwendeten Funktion und auch der Detaillierungsgrad mit den berücksichtigten Faktoren variiert. Beispielsweise wird in Dänemark folgende Formel angewendet

$$y = a \cdot n^2 + b \cdot n + c$$

und in Schweden

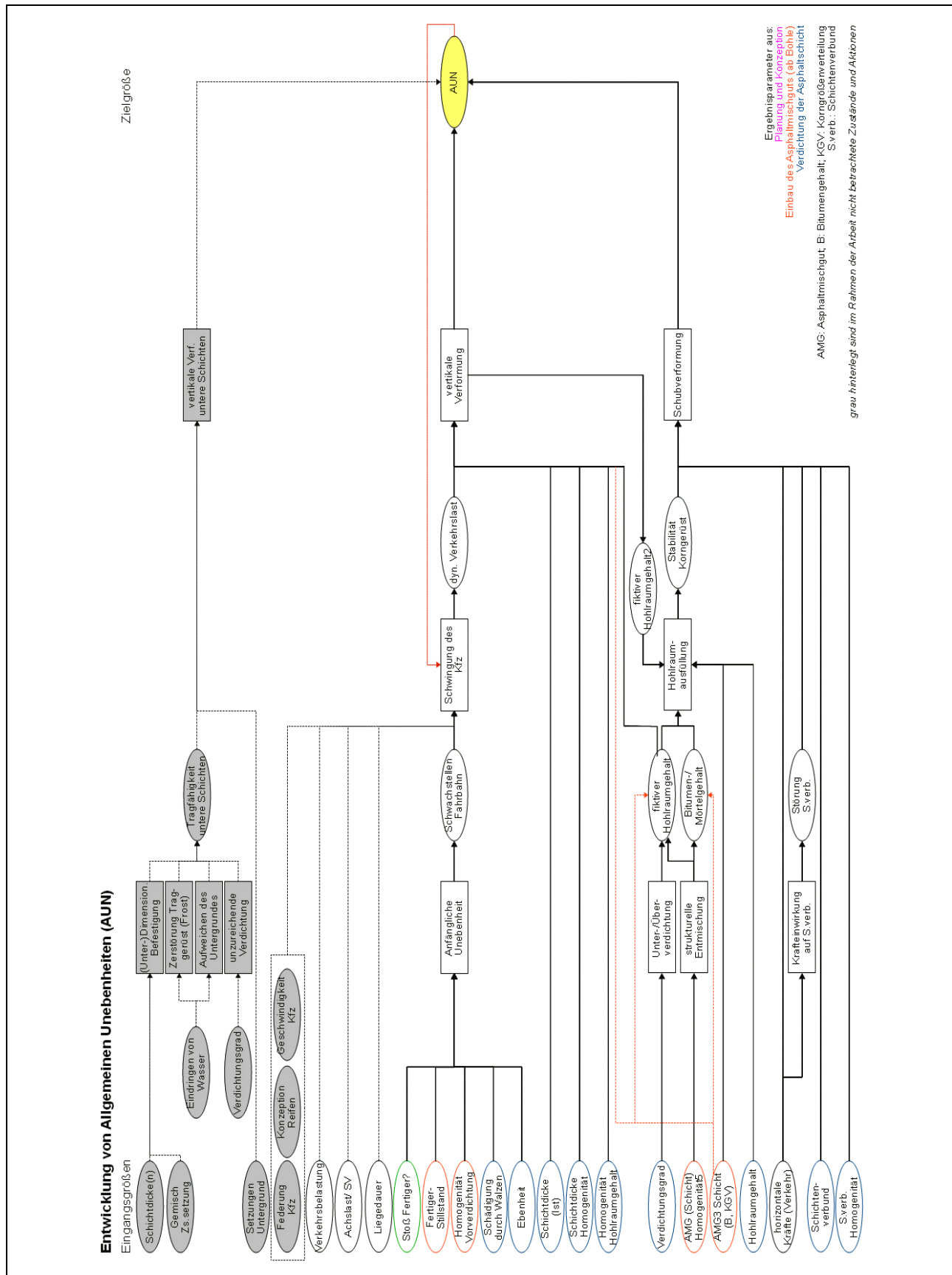
$$y = 1,51 + 4,8 \cdot 10^{-2} \Delta n + 6,97 \cdot 10^{-4} \cdot fi - 5,54 \cdot 10^{-2} \cdot w - 1,29 \cdot 10^{-3} d + 1,39 \cdot D_{900} + 2,39 \cdot 10^{-3} n .$$

Dabei ist

- n das Alter der Befestigung in Jahren (bei der oberen, dänischen Formel kann es auch die Anzahl der Überrollungen sein),
- Δn die Dauer in Jahren seit der letzten Messung der Allgemeinen Unebenheit,
- a, b, c Materialkonstanten,
- fi ein Frostindex,
- w die Breite der Straße,
- d die Dicke der Asphaltbefestigung und
- D_{900} die mit dem Falling Weight Deflectometer an einer bestimmten Stelle und unter bestimmten Bedingungen gemessene Deformation. [Fuchs, Litzka 1998]

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Allgemeine Unebenheit auf offener Strecke vorrangig von den Eigenschaften der unteren Schichten verändert wird.

Teilmodell für die Entwicklung der Allgemeinen Unebenheit



Zur Erläuterung der grafischen Darstellungen siehe Abschnitt 2.4. Eine vergrößerte Darstellung des Modells ist in dem Anhang, Abschnitt 8.4.6 abgebildet.

3.7.4 Entwicklung der Griffigkeit

Erläuterungen zur Entwicklung der Griffigkeit

„Der Begriff „Griffigkeit“ kennzeichnet die Wirkung der Textur und der stofflichen Beschaffenheit einer Fahrbahnoberfläche auf den Reibungswiderstand des Fahrzeugreifens unter festgelegten Randbedingungen wie Nässezustand der Fahrbahnoberfläche, Reifenmerkmale, Fahrgeschwindigkeit und Temperatur.“ [M BGriff 2003] Die Griffigkeit besitzt daher einen wesentlichen Einfluss auf die mögliche Kraftübertragung zwischen Reifen und Fahrbahn und ist von hoher Bedeutung für die sichere Straßennutzung.

Für die Messung der Griffigkeit sind die Ausprägungen der Rahmenbedingungen in den verfahrensspezifischen Prüfvorschriften festgelegt. Die Griffigkeit wird stets bei nasser Fahrbahn gemessen, da die nasse Fahrbahn eine häufig eintretende, ungünstige und für den Fahrer schwierig zu beurteilende Situation darstellt. Der Zustand einer mit Eis oder Schnee bedeckten Fahrbahn gleicht hinsichtlich der verfügbaren Reibbeiwerte etwa dem Zustand des Aquaplanings, stellt aber eine seltenere, offensichtliche und visuell erfassbare Situation dar. Daher wird hier dem Fahrer ein adäquates Handeln unterstellt, das sich auch in der Gesetzgebung wiederfindet (siehe §3, Absatz 1 [StVO]): „Der Fahrzeugführer ... hat seine Geschwindigkeit insbesondere den Straßen-, Verkehrs-, Sicht- und Wetterverhältnissen sowie seinen persönlichen Fähigkeiten und den Eigenschaften von Fahrzeug ... anzupassen.“ Das Bituplaning (siehe Abschnitt 3.6.6), das bei trockener Fahrbahn entstehen kann, wird hier in der Nutzungsphase nicht berücksichtigt; dies ist begründet in der geringen Bedeutung des Phänomens und auch seiner (bisher) geringen Beachtung in der Forschung.

Die obige Aufzählung der Rahmenbedingungen bei der Definition der Griffigkeit zeigt, dass diese bereits straßenseitig sehr variabel und deshalb schwierig zu prognostizieren ist. Das grundsätzliche und maximal mögliche Niveau der Griffigkeit der Fahrbahnoberfläche wird von der Zusammensetzung des Asphaltmischguts und hier insbesondere von der Wahl der Gesteine und der Korngrößenverteilung sowie von der Art, der Sorte und dem Gehalt des Bitumens bestimmt. Bei dem Einbau und mit dem dabei erzielten Verdichtungsgrad bzw. dem resultierenden Hohlraumgehalt wird die Mikro- und die Makrotextur (siehe Abschnitt 3.6.6) erzeugt, die weitere, die Griffigkeit bestimmende Faktoren darstellen. Der Bitumengehalt gibt vor, wie viel Bitumen zwischen den Gesteinskörnern vorhanden ist, und die Art und Sorte des Bitumens beeinflusst, wie es sich unter der Belastung verhält und wie die Anordnung des Gesteinsgefüges sowie die Verteilung des Bitumens in diesem verändert werden kann. So kann über die entmischte Oberfläche die Griffigkeit durch die unterschiedliche Textur und Asphaltzusammensetzung differieren; über die Zeit vergrößert sich die Differenz häufig.

Der Verlauf der verfügbaren Griffigkeit wird über eine Dauer von Stunden, über Tage, Monate bis hin zu Jahren bei gegebener Asphaltzusammensetzung von den Umwelt- und Umfeldbedingungen (geografische Lage, Witterungs- und Klimaverhältnisse), der Verkehrsmenge, der Verkehrsart und indirekt auch von der Trassierung (Kurvenradien, Steigung und Fahrbahnbreite) beeinflusst. Daher kann der Zeitpunkt der Messung sich wesentlich auf das Ergebnis auswirken. Infolge der individuellen Umstände und Merkmale (Fahrzeugkonstruktion, Geschwindigkeit, Zustand der Reifen) wird sich aber bei gegebener Straßensituation die für den einzelnen Verkehrsteilnehmer verfügbare Griffigkeit von der messtechnisch erfassten Griffigkeit unterscheiden. Daher sind die in der Forschung schon seit vielen Jahren bestehenden Bestrebungen und Ansätze, die Veränderung der Griffigkeit einer Fahrbahnoberfläche oder eines Asphaltgemischs zu prognostizieren (zum Beispiel [Dames, Huschek, Lindner 1989], [Gauer 2000], [Huschek 2004], [Do u.a. 2007]), allgemein wenig zufriedenstellend bzw. nur unter bestimmten Bedingungen gültig.

Da die detaillierte Darstellung der Zusammenhänge in dieser Arbeit zu umfangreich wäre, wird die folgende Darstellung auf die wesentlichen Zusammenhänge und Einflüsse der Zusammensetzung des Asphalts und der Belastung der Fahrbahnoberfläche sowie auf allgemeine Ansätze beschränkt. Weiterhin wird auf die in den Abschnitten 3.3 bis 3.6 genannten Zusammenhänge zwischen der Zusammensetzung bzw. dem Einbau des Asphaltmischguts und der Griffigkeit verwiesen.

Die Griffigkeitsschwankungen entstehen aus der Wechselwirkung von einerseits polierenden Effekten und andererseits aufrauenden Effekten. Dabei sind auf wenig belasteten Straßen (Landstraßen) größere Schwankungen zu beobachten als auf stark befahrenen Straßen (Bundesautobahnen). Nach den gängigen Theorien folgen sie insbesondere der Verkehrsbelastung, der Verwitterung und den auf der Fahrbahnoberfläche als „Straßenschmutz“ vorhandenen Partikel.

Beobachtungen, dass die Griffigkeit saisonal schwankt (vgl. zur Theorie saisonaler Schwankungen zum Beispiel [Hushek 1995]), lassen sich nicht durchgängig mit Daten bestätigen. Eine Theorie besagt, dass die saisonalen Schwankungen infolge des Polierens der Mikrotextur und des Abtrags der Makrotextur entstehen [Saito, Henry 1983]. Allerdings zeigte sich statistisch kein Zusammenhang zwischen den saisonalen Schwankungen der Griffigkeit und der Mikrotextur [McDonald, Crowley, Turochy 2009]. Für den Parameter der Temperatur (im Sommer ist üblicherweise eine vergleichsweise geringe Griffigkeit und im Frühjahr die höchste Griffigkeit zu messen) ließ sich ein Zusammenhang mit den Griffigkeitswerten herstellen, wodurch die thermodynamische Theorie gestützt würde. Die thermodynamische Theorie besagt, dass Griffigkeit der Energieübertragung zwischen Reifen und Fahrbahn entspricht. Bei einer geringeren Temperatur der Fahrbahnoberfläche geht bei der Griffigkeitsmessung mehr Energie der Reibung in der Erhitzung der Prüffläche verloren als bei einer hohen Temperatur, sodass weniger Energie in den Gleitkörper eingetragen wird und das Messergebnis geringer ist. [McDonald, Crowley, Turochy 2009] Dies bedeutete allerdings, dass die Griffigkeitsschwankung weniger ein materialspezifisches Phänomen wäre.

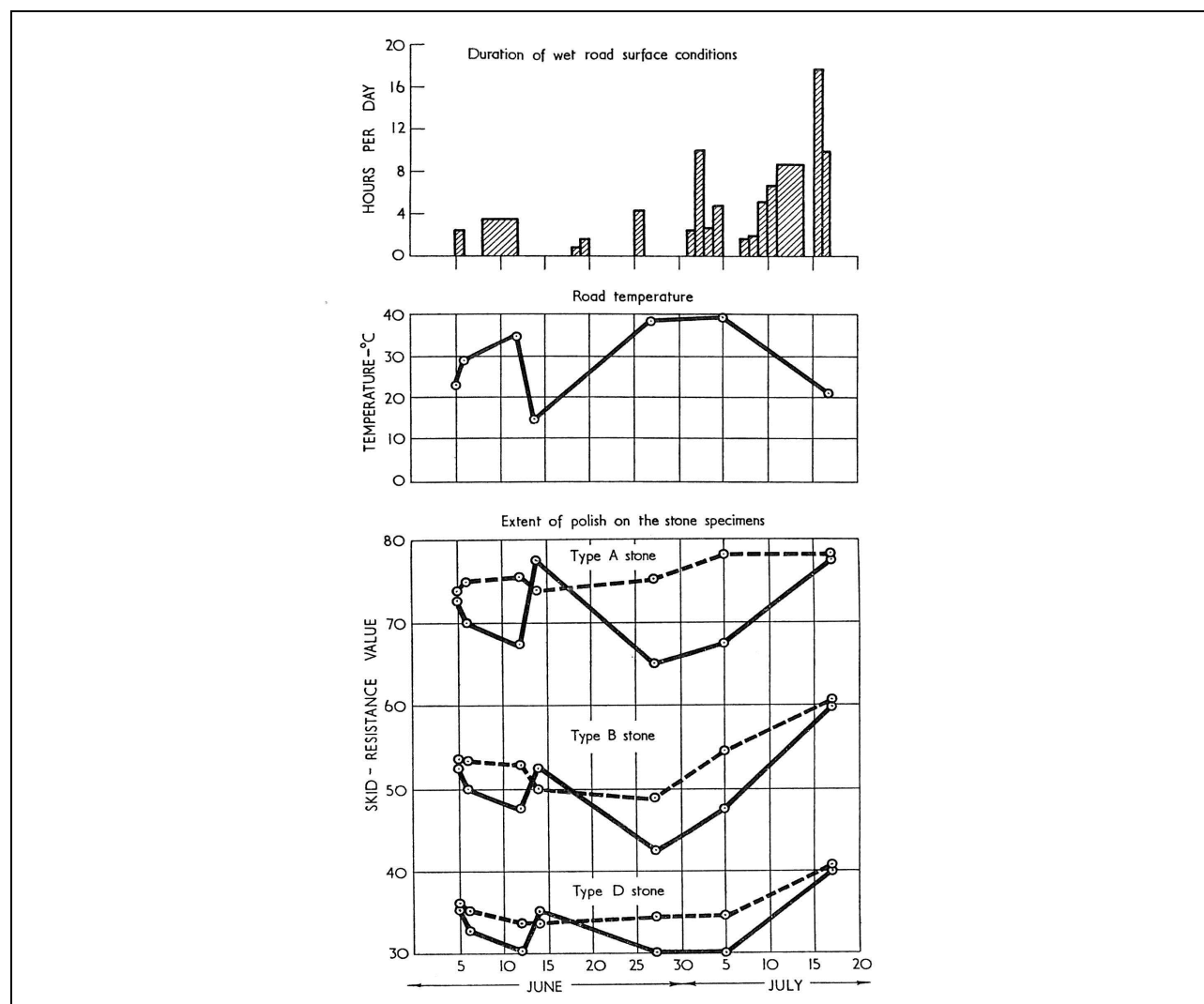


Bild 3.15: Griffigkeitsschwankungen in Zusammenhang mit feuchten und trockenen Straßenzuständen [Maclean, Shergold 1958]
(Die gestrichelte Linie gibt die auf eine Bezugstemperatur von 20 °C korrigierten SRT-Werte wieder.)

Werden nicht die Jahreszeiten, sondern die Wetterbedingungen betrachtet, können Griffigkeitszunahmen bei länger anhaltend feuchten Straßenzuständen (zum Teil vergleichbar bei saisonaler Betrachtung mit dem Winter) verzeichnet werden und Griffigkeitsabnahmen in Trockenperioden (Sommer), siehe Bild 3.15. [Maclean, Shergold 1958] In dieser Zeit werden die gröbere Partikel des Straßenschmutzes auf der Fahrbahn gebunden und erzielen daher nach einer weiteren Theorie eine aufräuhenden Effekt [Bald, Rosauer 2008]. Eine Untersuchung und Analyse der Griffigkeitsdaten im Rahmen von Langzeitbeobachtungen von Strecken in den USA und Kanada stützt diesen Zusammenhang teilweise: Es zeigte sich, dass die langfristige Entwicklung der Griffigkeit hauptsächlich von der Klimazone beeinflusst wird. Die Klimazone wurde dabei zum einen in Abhängigkeit der Regenhäufigkeit in nass und trocken und zum anderen in Abhängigkeit der Frosteinwirkung in Frost und kein Frost eingeteilt, sodass in der Kombination insgesamt vier Klimazonen entstehen. Wenn das Wetter vorwiegend trocken ist und auch wenn vorwiegend kein Frost vorhanden ist, wurde eine höhere Griffigkeit ermittelt. Ein Einfluss der durchschnittlichen Jahrestemperatur oder der durchschnittlichen Anzahl an Regentagen im Jahr auf die Griffigkeit konnte jedoch nicht nachgewiesen werden. [Ahamed, Tighe 2009]

Das Abstreuen der Fahrbahnoberfläche beim Einbau der Asphaltdeckschicht dient, wie in den Abschnitten 3.6.4 und 3.6.6 beschrieben, zur Sicherstellung der Anfangsgriffigkeit. Demnach ist die Griffigkeit zu Beginn der Nutzungsphase stark von den Eigenschaften des Abstreumaterials und seiner Einbindung in die Asphaltdeckschicht abhängig. Mit Beginn der Nutzung werden das Abstreumaterial und nach einer bestimmten Zeit auch der Bitumen- bzw. Mörtelfilm an der Oberfläche der Asphaltdeckschicht abgefahren, sodass schließlich die Oberfläche der Fahrbahn von den Gesteinskörnern der Asphaltmischung, dem dazwischen befindlichen Mörtel und den Hohlräumen gebildet wird. Diese Komponenten bestimmen die Griffigkeit der Fahrbahn während des überwiegenden Teils der Lebensdauer und ergeben sich aus der Zusammensetzung des Asphaltmischguts und bei dessen Einbau.

Die Dauer, bis das Abstreumaterial und der Bitumen- bzw. Mörtelfilm abgefahren sind und tatsächlich die Eigenschaften des Asphalts die Griffigkeit der Fahrbahnoberfläche bestimmen, kann in Abhängigkeit der Materialeigenschaften, der Einbindung des Abstreumaterials und der Stärke der Belastung aus Verkehr und Wetter zwischen rund sechs Monaten und zwei Jahren liegen. In dieser Zeit steigt die Griffigkeit häufig an. ([Bellanger u.a. 1996], [Ahamed, Tighe 2009]) Diese Aussagen decken sich mit Ergebnissen, die im Rahmen von Untersuchungen zur Haltbarkeit von Oberflächenbehandlungen ermittelt wurden (siehe hierzu [Senadheera, Yazgan 2008], [Sutor-Fiedler 2008]).

In Deutschland wird üblicherweise Abstreumaterial der Kornklasse 1/3 oder 2/5 verwendet [ZTV Asphalt-StB 07]. Eine deutlich feinere Körnung wird seit einigen Jahren in Frankreich auf die Oberfläche aufgestreut; bei dem als „Micro-Incrustation“ bezeichneten Verfahren werden feinste Gesteinskörnungen zwischen 0,1 mm und 0,3 mm verwendet [Dupont, Delalande 2005]. Unterschiede hinsichtlich der Auswirkung auf die Griffigkeit (und den Lärm) sind nicht bekannt.

Die in der Forschung und Praxis bekannten und bei der Asphaltkonzeption berücksichtigten Zusammenhänge zwischen der Griffigkeit einer Fahrbahnoberfläche und den Eigenschaften des Asphalts spiegelt die Auswertung einer Expertenbefragung wider: Nach Meinung der befragten Fachleute wird die Griffigkeit hauptsächlich und in einem deutlichen Maße durch die Art des Gesteins bzw. dessen PSV bestimmt. Weiterer, jedoch nur mäßiger Einfluss wurde dem Bitumengehalt, der Korngrößenverteilung, dem fiktiven Hohlraumgehalt und dem Hohlraumgehalt der Asphalttschicht zugewiesen. [Fuchs, Litzka 1998] Statistisch lässt sich jedoch kein Zusammenhang zwischen dem fiktiven Hohlraumgehalt oder dem Hohlraumgehalt der Asphalttschicht und der langfristigen Veränderung der Griffigkeit nachweisen. Dies wird damit erklärt, dass diese Parameter zwar Eigenschaften der Asphalttschicht sind, aber die Griffigkeit eine externe Eigenschaft ist, die nur die Fahrbahnoberfläche betrifft (nicht wie der Hohlraumgehalt die gesamte Schicht) und daher nicht allgemein und unmittelbar von diesen beeinflusst wird. [Ahamed, Tighe 2009]

Die Auswertung von Griffigkeitsmessungen, die im Rahmen der ZEB auf etwa 300 km Autobahn-Hauptfahrestreifen durchgeführt wurden, und dem Vergleich dieser Griffigkeitsmessungen mit

ausgewählten Parametern sowie den Eignungs- und Kontrollprüfungen zeigt folgende Ergebnisse: Die Griffigkeit sinkt erwartungsgemäß mit steigender Liegezeit und steigender Verkehrsbelastung (kumuliertes Aufkommen des Schwerverkehrs). Das Maß der Abnahme der Griffigkeit variiert allerdings stark und ist von weiteren, aber nicht in der Untersuchung identifizierten Faktoren abhängig. Es kann jedoch gefolgert werden, dass die Griffigkeit nicht alleine von der Polierresistenz der Gesteine abhängt, da die auf der Straße gemessene Griffigkeit eine größere Spannweite aufweist als die jeweils zugehörigen PSV der Gesteine. [Pätzold, Steinhoff 2002]

Die Beobachtung und systematische Untersuchung von Versuchsstrecken in Frankreich, die mit Asphalt „Béton bitumineux drainant“ (vergleichbar mit Drainasphalten) und „Béton bitumineux très mince“ (BBTM, vergleichbar mit Dünnen Asphaltdeckschichten in Heißbauweise) unterschiedlicher Zusammensetzungen und Gesteinskörnungen hergestellt wurden, zeigte nach dreijähriger Liegedauer, dass die Mikrorauheit zwischen der Rauheit der verwendeten Gesteinskörner im „Neuzustand“ und dem zugehörigen Wert, der entsprechend dem PSV-Verfahren ermittelt wurde, lag. Allgemein zeigte sich, dass die Mikrorauheit zu Beginn stieg, nach etwa sechs Monaten ihren Höchstwert aufwies und anschließend allmählich sank. Die Makrotextur zeigte bei den Strecken mit BBTM kaum eine Veränderung. Die Griffigkeit hingegen, die mit dem Messsystem Adhéra (ein „Longitudinal Friction Coefficient“ (LFC)-Messgerät, vergleichbar zu dem in Deutschland eingesetzten GripTester) ermittelt wurde, nahm innerhalb der ersten zwei Jahre der Betrachtungsdauer zu. [Bellanger u.a. 1996]

Die Textur wirkt neben ihrer Möglichkeit der Drainage auch über die Profiltiefe (ähnlich wie bei dem Reifen) auf die verfügbare Griffigkeit: Die Texturtiefe beeinflusst in hohem Maße den möglichen vertikalen Kontaktdruck, insbesondere bei einer positiven Textur („Tal mit Bergen“). Bei einem höheren Kontaktdruck steigt das Poliermaß des Gesteins und die Griffigkeit sinkt. Bei einer relativ feinen und ebenen Oberfläche ist die Kontaktfläche größer, sodass der vertikale Kontaktdruck abnimmt und das Gestein weniger poliert wird. [Woodside, Woodward 2002] Jedoch kann eine hohe Makrotextur mit kantenfesten und gut geformten Gesteinskörnern keine schlechte oder geringe Mikrotextur kompensieren und zu einer guten Griffigkeit führen [Bellanger u.a. 1996].

Ist die positive Textur stark ausgeprägt, können größere horizontale Kontaktdrücke entstehen, die im Verlauf der Überrollung in unterschiedliche Richtungen wirken. [Woodside, Woodward 2002] Sie können die Polierwirkung weiter verstärken und in Abhängigkeit der Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein sowie der Einbindungstiefe des Gesteinskorns auch zum Kornausbruch führen. Dies gilt besonders für das Abstreumaterial.

Der Polierwiderstand von Sand besitzt nach Erkenntnissen von Huschek (2004) nur zu Beginn der Lebensdauer eine Bedeutung für die Griffigkeit, dann nimmt sein Einfluss auf die Griffigkeit ab. Dies führt er auf die Ausmagerung der Fahrbahnoberfläche infolge von Witterung und Verkehr zurück.

Aufgrund von Langzeitbeobachtungen bestimmte Huschek eine allgemeine Formel für die Entwicklung der Griffigkeit, die über den Reibbeiwert μ gemessen wird:

$$\mu = c \cdot (t + 1)^b$$

wobei t die Liegedauer, c die Anfangsgriffigkeit und b eine Konstante zur Beschreibung der Griffigkeitsentwicklung sind. Über die Liegedauer wird mittelbar die Verkehrsbelastung berücksichtigt. Ist b negativ, nimmt der Reibbeiwert mit der Zeit ab, ist b positiv, steigt der Reibbeiwert. Das Phänomen einer steigenden Griffigkeit kann jedoch nur temporär und auf wenig belasteten Straßen beobachtet werden. Zwischen den Reibbeiwerten, die zum einen mit dem Seitenkraftmessverfahren (SKM, früher bezeichnet als Sideways Force Coefficient Routine Investigation Maschine SCRIM) und zum anderen mit dem Stuttgarter Reibungsmesser (SRM) ermittelt wurden, besteht ein linearer Zusammenhang, sodass die obige Formel mit der Anpassung der Parameter auch für die Betrachtung des jeweils anderen Messverfahren gilt. [Huschek 2004] (Für die Verfahren siehe zum Beispiel [Huschek 1995].) Wenn die Parameter angepasst werden, kann die Formel auch als Logarithmus-Funktion angegeben werden (vgl. [Scazziga 2008]).

Wird mit der Poliermaschine nach Wehner/Schulze (weitere Informationen zu diesem Verfahren siehe [Huschek 2007] und die dort angegebenen Literaturhinweise) die Griffigkeit einer Asphaltmischung bzw. einer Asphaltdeckschicht gemessen und prognostiziert, lässt sich der Verlauf der Griffigkeitskurve mit der folgenden Formel beschreiben [Do u.a. 2007]:

$$\mu = a \cdot e^{-bN} - c \cdot N + d,$$

mit N der Anzahl der Rotationen in dem Prüfverfahren und a, b, c und d den Parametern zur Anpassung der Kurve des betrachteten Asphalts. Eine gute Anpassung an die Messergebnisse zeigt diese Formel allerdings erst, wie auch die Formel von Huschek, nach einer bestimmten Polierdauer: Beispielsweise ist bei $N = 0$, das heißt wenn noch kein Poliervorgang stattgefunden hat, auf der Asphaltoberfläche ein Bitumen- bzw. Mörtelfilm vorhanden, der zu geringeren Reibbeiwerten führt. Für die „richtige“ Anpassung der Kurve an die Ergebnisse der späteren Lebensdauer muss aber $\mu(N=0) = a + d$ in der Regel höher gewählt werden. Ein Zusammenhang konnte zwischen dem anfänglichen Messwert und der Korngröße an der Oberfläche bestimmt werden. Ein Zusammenhang zwischen dem „anfänglichen“ Reibbeiwert und der Polierresistenz der Gesteine konnte nicht nachgewiesen werden. Der Parameter b bestimmt den Kurvenverlauf, entsprechend den Untersuchungsergebnissen gibt er die Steigung der Kurve zu Beginn wieder. Weiterhin besteht ein inverser Zusammenhang zwischen dem Parameter b und der Polierresistenz der Gesteine; dies ist plausibel, da die Polierresistenz in erheblichem Maße die Griffigkeit der Straße in der Nutzungsphase beeinflusst – je höher die Polierresistenz, desto länger muss der Poliervorgang bis zum Erreichen eines bestimmten Griffigkeitsniveaus sein und desto geringer ist der Parameter b. Zwischen dem Parameter d und der Polierresistenz zeigte sich folgender Zusammenhang: mit steigendem PSV steigt der Parameter d. Eine Erklärung fehlt hierfür allerdings. [Do u.a. 2007]

Die Entwicklung der Griffigkeit zu Beginn, wenn die Bitumen- bzw. Mörtelschicht an der Asphaltoberfläche abgefahren und die Gesteinskörnung freigelegt werden muss, wurde in den vorherigen Ansätzen nicht abgebildet. Dies ist mit folgendem Ansatz möglich, der ebenfalls auf Ergebnissen mit dem Polierverfahren nach Wehner/Schulze basiert [Do u.a. 2007]:

$$\mu = a_1 \cdot (e^{(-a_2 \cdot N)} - e^{(-a_3 \cdot N)}) - a_4 \cdot N + a_5.$$

Auch hier ist N die Anzahl der Rotationen in dem Prüfverfahren und die Parameter a_1 bis a_5 dienen der Anpassung des Kurvenverlaufs. Da jedoch in der Praxis das Interesse zur Prognose des anfänglichen Griffigkeitsverlaufs fehlt, eine geringe Anfangsgriffigkeit einfach mit verschiedenen Maßnahmen behoben oder vermieden werden kann (zum Beispiel Abstreuen der Oberfläche) und die Bestimmung der fünf Parameter aufwändig und nicht praktikabel ist, wurde dieser Ansatz nicht weiter verfolgt. [Do u.a. 2007]

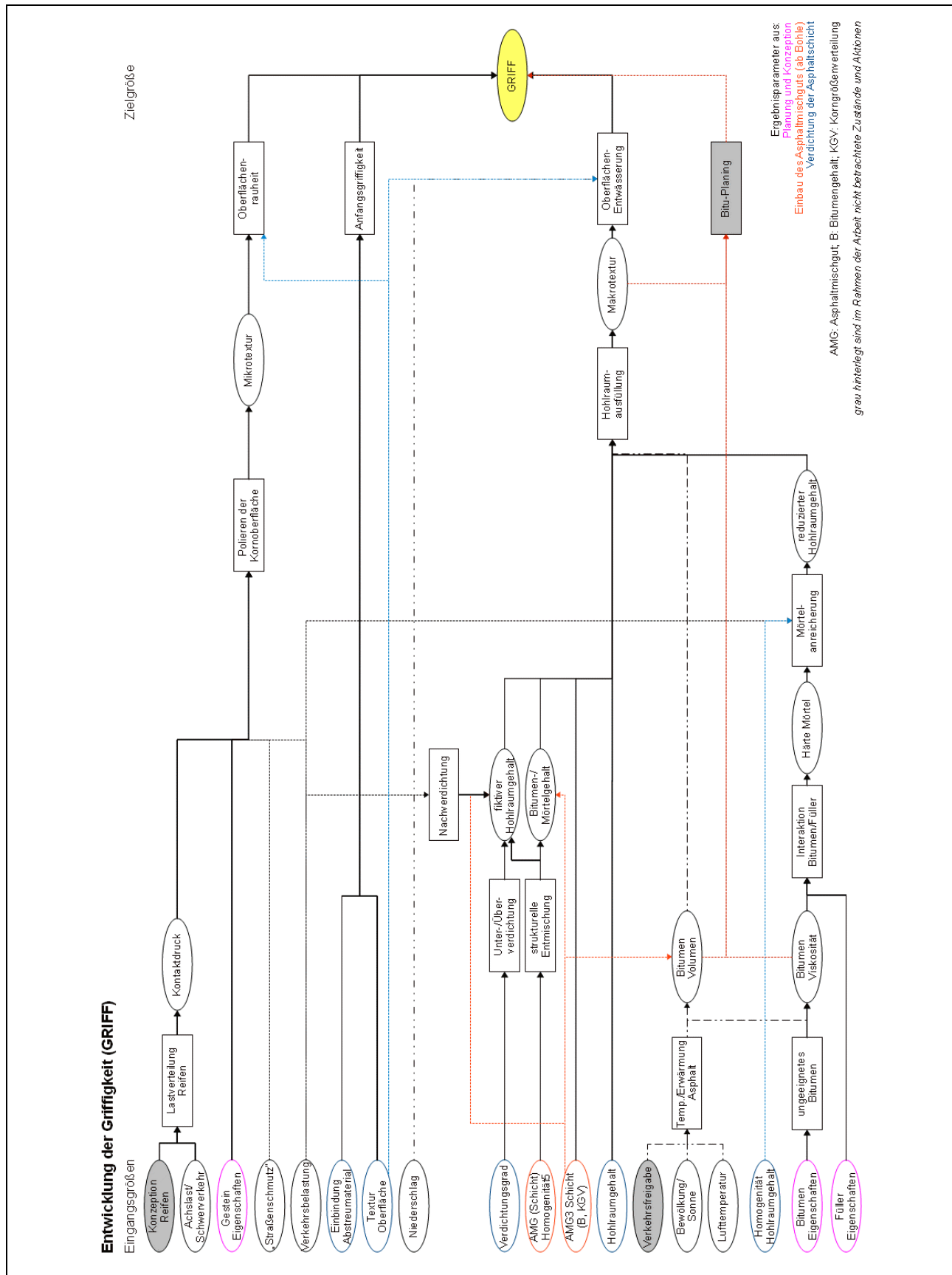
Basierend auf langjährigen Griffigkeitsmessungen und der Auswertung von dazugehörigen Daten der Verkehrsbelastung, des Wetters und der Asphaltkenngrößen von 256 Straßen in den USA und Kanada konnten folgende Formeln zur Prognose der Entwicklung der Griffigkeit mit einem linearen Ansatz ermittelt werden. Die Griffigkeit wurde mit einem schnellfahrenden Messsystem mit blockiertem Rad entsprechend ASTM E 274 ermittelt, das dem Stuttgarter Reibungsmesser ähnlich ist. Die erste Formel gilt bei Betrachtung des Alters der Straße in Jahren (Y), die zweite Formel bei Betrachtung der kumulierten Verkehrsbelastung in Mio. Fahrzeugübergängen (V), beides nach der anfänglichen Entwicklung (und Zunahme) der Griffigkeit, für die hier eine Dauer von durchschnittlich 1,5 Jahren bestimmt wurde [Ahammed, Tighe 2009]:

$$SN_s = 63,079 - 1,208 \cdot Y + 5,321 \cdot DW + 2,697 \cdot FNF - 0,179 \cdot S - 0,242 \cdot T \text{ bzw.}$$

$$SN_s = 59,644 - 0,265 \cdot V + 5,901 \cdot DW + 3,691 \cdot FNF - 0,133 \cdot S - 0,293 \cdot T.$$

Dabei ist DW ein binärer Parameter für das durchschnittlich vorhandene Wetter (DW = 0 bzw. 1 bei nassem bzw. trockenem Wetter), FNF ein binärer Parameter für das durchschnittliche Vorhandensein von Frost (FNF = 0 bzw. 1 bei überwiegend bzw. keinem Frost), S die Geschwindigkeit bei der Messung in km/h und T die Temperatur in °C während der Messung. Demnach reduziert sich die Griffigkeit durchschnittlich um 1,2 Einheiten pro Jahr bzw. 0,27 Einheiten pro Mio. Fahrzeugübergänge. [Ahammed, Tighe 2009]

Teilmodell für die Entwicklung der Griffigkeit



Zur Erläuterung der grafischen Darstellungen siehe Abschnitt 2.4. Eine vergrößerte Darstellung des Modells ist in dem Anhang, Abschnitt 8.4.7 abgebildet.

3.7.5 Entwicklung von Rissen

Erläuterungen zur Entwicklung von Rissen

Risse entstehen im Wesentlichen bei der Überschreitung der Tragfähigkeit der Asphaltbefestigung oder durch thermisch induzierte Spannungen (kryogene Spannungen) entstehen; mit der Alterung und Ermüdung der Asphaltschichten wird die Rissbildung begünstigt.

Die Tragfähigkeit wird bei Annahme einer standardisierten Fahrbahnbefestigung meist überschritten, falls die Schichtdicken zu gering sind und/oder die entsprechend erforderlichen Eigenschaften der Schichten infolge von Alterung und Ermüdung vermindert sind oder durch herstellungsbedingte Inhomogenitäten schwanken. Unabdingbare Voraussetzung für die Rissbildung bei Überschreitung der Tragfähigkeit, auch Ermüdungsrisssbildung genannt, ist eine entsprechend hohe Verkehrsbelastung. Die Risse, die auf die Ermüdung und eine mangelnde Tragfähigkeit zurückzuführen sind, sind häufig in den Radspuren vorzufinden und folgen den zuvor eingetretenen Ermüdungsverformungen. Typischerweise entstehen Ermüdungsrisse in der Lastachse an der Unterseite der Asphaltbefestigung, das heißt im Bereich der größten Zugspannung, und bilden sich von dort nach oben fort. Außerhalb der Lastachse ist die Zugdehnung an der Fahrbahnoberfläche am größten, sodass Risse neben den Rollspuren von oben nach unten entstehen. ([Schmuck, Maerschalk 1987], [von Becker 1982])

Die Rissbildung aus kryogenen Spannungen, auch Tieftemperaturrisse genannt, kann ohne zusätzliche Verkehrsbelastung entstehen, obgleich in der Praxis häufig die Überlagerung der kryogenen Spannung und der aus der Verkehrsbelastung induzierten Spannung zu Rissen führen. Hier genügen jedoch meist geringere Verkehrslasten für eine Rissbildung. Die Tieftemperaturrisse treten vorzugsweise in bereits geschwächten Bereichen der Fahrbahnbefestigung auf, wie Arbeitsnähten, Flickstellen, Anschlüssen oder ungleichmäßigen Schichtdicken, und bei harten bzw. infolge der Alterung versprödeten Bitumen. ([Schmuck, Maerschalk 1987], [von Becker 1982])

Einbaufehler (zum Beispiel Fehler beim Walzen, mangelhafter Schichtenverbund) können ebenfalls zu Schwachstellen führen, an denen Risse frühzeitig auftreten. Unstetigkeiten oder Schäden in der Unterlage, wie mangelhaft ausgebildete Fugen und Anschlüsse oder Risse, schlagen gemeinhin durch, sodass sich Reflexionsrisse in der Asphaltdeckschicht zeigen. Mit einer geeigneten und sorgfältigen Pflege dieser Risse kann ihre negative Auswirkung auf die Lebensdauer der Asphaltdeckschicht (bzw. der gesamten Fahrbahnbefestigung) deutlich reduziert werden.

Verschiedene Untersuchungen zu Ursachen der Rissbildung und zu Einflussfaktoren auf diese führten zu den im Folgenden dargestellten Zusammenhängen.

Als „kritischer“ Erweichungspunkt Ring und Kugel für thermisch induzierte Rissbildung, die aus kryogenen Spannungen von oben nach unten entstehen, wurde bei der Betrachtung der Asphaltdeckschichten aus Asphaltbeton mit nicht modifiziertem Bitumen der Erweichungspunkt Ring und Kugel mit 71 °C bestimmt; Asphaltdeckschichten mit einem Erweichungspunkt Ring und Kugel größer oder gleich 71 °C wiesen Rissbildungen auf, Asphaltdeckschichten mit einem Erweichungspunkt Ring und Kugel kleiner bzw. gleich 66 °C zeigten keine Risse. [Richter 1989]

Risse in Form von Oberflächenrissen (top-down) und Ermüdungsrisen werden nach der Meinung von Fachleuten stehen hauptsächlich in Zusammenhang mit der Spaltzugfestigkeit, weiteren hohen Einfluss haben der Bitumengehalt, der E-Modul und die Schichtdicke. Ein geringerer Einfluss wurde unter anderem der Härte, der Steifigkeit und der Viskosität des Bitumens sowie dem Hohlraumgehalt und dem Verdichtungsgrad der Asphaltschicht zugesprochen. [Fuchs, Litzka 1998] Die Analyse von Daten, die von unterschiedlich konzipierten und verschieden dicken Aufbauten von Asphaltbefestigungen mit einem Alter zwischen drei und elf Jahren (im Mittel sieben Jahre) stammen, zeigte den Zusammenhang zwischen Ermüdungsrisen und der Art und der Dicke der Tragschicht. Dabei ist die Dicke der Tragschicht vornehmlich in nassen Klimazonen mit Frosteinwirkung bedeutsam. Eine gute Entwässerung reduziert in nassen Klimazonen das Auftreten

von Ermüdungsrissen. [Haider, Chatti 2009] Weiterer Einfluss besteht seitens des Untergrundes sowie des Alters der Asphaltbefestigung [von Quintus, Mallela, Jiang 2005].

Kein Einfluss von der Dicke der Asphaltbefestigung und der Art der Tragschicht auf das Auftreten von Ermüdungsrissen zeigte sich hingegen – aber erwartungsgemäß – beim Vergleich von Asphaltbefestigungen, die einheitlich für eine Lebensdauer von 20 Jahren ausgelegt sind und bei denen höhere Verkehrsprognosen mit einer jeweils geeigneten dickeren Fahrbahnbefestigung kompensiert wurden. Ein Zusammenhang zu dem Auftreten von Ermüdungsrissen war nur für das Alter und die Art des Untergrundes nachzuweisen. [von Quintus, Mallela, Jiang 2005]

Die Entstehung von Querrissen wird bei der Betrachtung der unterschiedlich konzipierten Straßenaufbauten durch ebenfalls das Alter und die Art der Tragschicht, aber auch durch die Dicke der Asphaltbefestigung beeinflusst. [von Quintus, Mallela, Jiang 2005] Querrisse können unter anderem durch kryogene Spannungen oder an Schwachstellen des Einbaus entstehen.

Längsrisse zwischen den Rollspuren können auf eine Unterdimensionierung der Asphaltbefestigung oder auf starke Unterschiede in der Steifigkeit und Tragfähigkeit der Asphaltsschichten und des Untergrundes deuten. Besonders bei tiefen Temperaturen und in den Auftauperioden können sie sich oft verstärkt aufgrund der dann inhomogenen Beschaffenheit des Untergrundes bilden. [von Becker 1982]

Bei Betrachtung der Einflussfaktoren Straßenklasse und Liegedauer ist ein wesentlicher Teil der Variabilität der beobachteten Netzzrisse auf die Straßenklasse zurückzuführen (46,8 %). Der Liegedauer war nur rund 12 % der Variabilität der Netzzrisse zuzuschreiben. Allerdings besteht eine hohe Wechselwirkung zwischen der Straßenklasse und der Liegedauer, die weitere 31 % der Variabilität der Netzzrisse erklärt. Die Reststreuung für den Parameter Netzzrisse beträgt rund 10 %. [Koch 1992]

Diese Zusammenhänge zeigen, dass zum einen die Risse primär in Zusammenhang mit der Tragfähigkeit stehen und zum anderen die Alterung und die Ermüdung des Asphalts die Rissbildung begünstigen, sodass Risse häufig erst nach einer längeren Lebensdauer auftreten; wesentliche Bedingung ist dabei, dass eine (hohe) Verkehrsbelastung vorhanden ist. In der Praxis wird daher für die von der Rissbildung betroffene Fläche einer Fahrbahnbefestigung (y , in Prozent) eine exponentielle Entwicklung angenommen:

$$y = e^{a \cdot t^b},$$

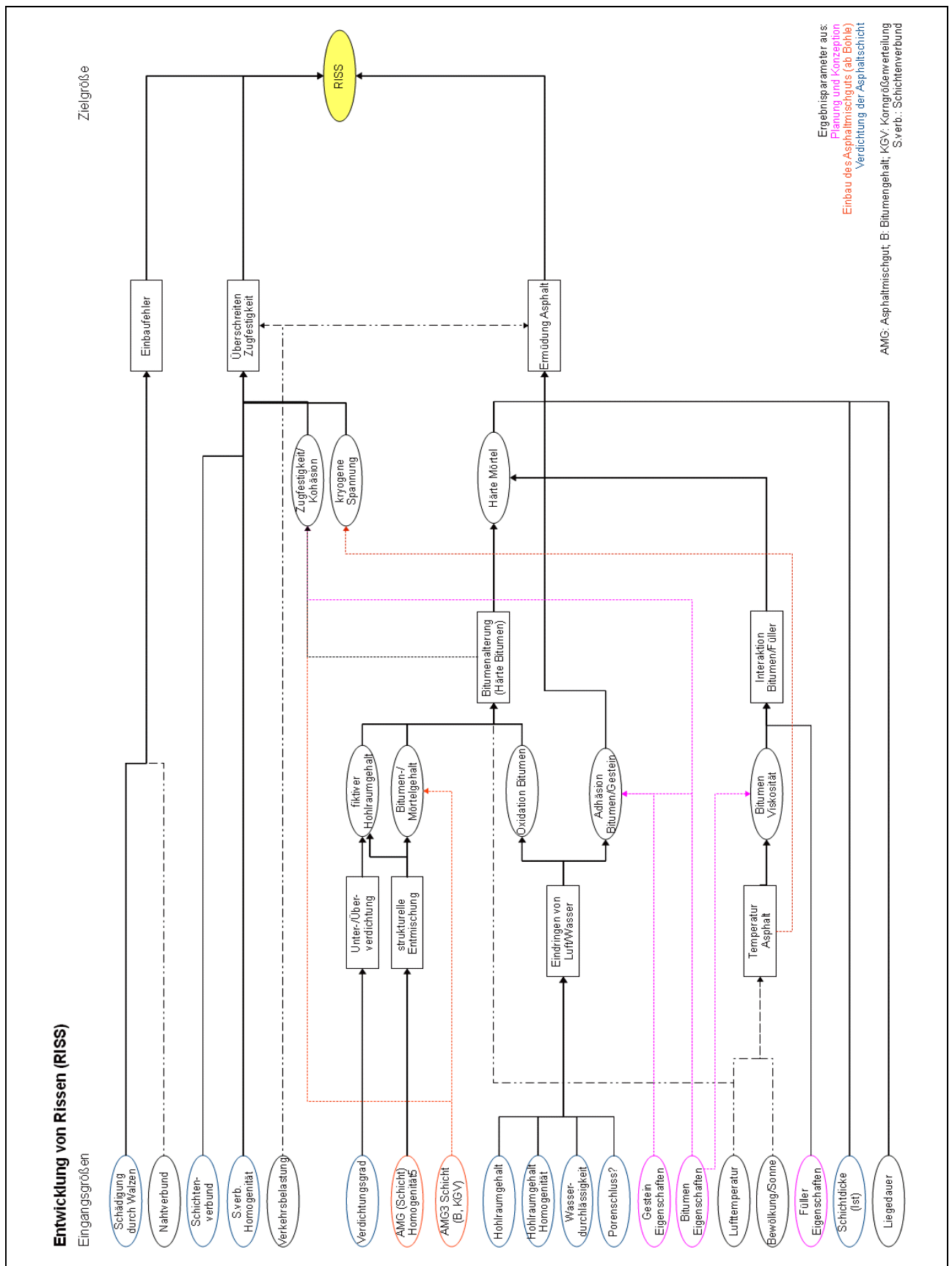
mit t der Zeit (in Jahren) und a , b den Koeffizienten zur Berücksichtigung der Faktoren der Asphalzzusammensetzung und der Nutzung. [Schmuck, Maerschalk 1987]

Die Anzahl der möglichen Lastzyklen bis zur Rissbildung (N) in Abhängigkeit der horizontalen Zugdehnung an der Unterseite der Asphaltsschicht (ϵ in Microstrain), die aus einer bestimmten Belastung resultiert, lässt sich mit folgender Formel berechnen [Timm, Bower, Turochy 2006]:

$$N = 2,83 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{10^6}{\epsilon} \right)^{3,148}.$$

Werden in diesem Ansatz verschiedene Stärken der Verkehrsbelastungen betrachtet, die zu unterschiedlichen Dehnungen führen, sind die daraus resultierenden (minimalen) Schädigungen entsprechend der Hypothese der linearen Schadensakkumulation nach Miner zu summieren bis die gesamte Schädigung zum Versagen führt. Dabei wird angenommen, dass die Reihenfolge der Belastung keinen Einfluss auf die Schädigung besitzt und die Schädigung somit unabhängig von dem Maß der „Vorschädigung“ der Asphaltbefestigung ist.

Teilmodell für die Entwicklung der Rissbildung



Zur Erläuterung der grafischen Darstellungen siehe Abschnitt 2.4. Eine vergrößerte Darstellung des Modells ist in dem Anhang, Abschnitt 8.4.8 abgebildet.

3.7.6 Entwicklung von Flickstellen und Ausmagerungen

Erläuterungen zur Entwicklung von Flickstellen und Ausmagerungen

Im überörtlichen Straßennetz korrespondiert die Anzahl bzw. der Anteil der Flickstellen mit der Behebung von Schadensbildern kleineren Ausmaßes (Ausbrüche, Ausmagerung, offene Arbeitsnähte, begrenzte Risse). Der Zusammenhang zwischen den Flickstellen und der Belastung aus Wetter und Verkehr sowie den Eigenschaften der Schichten ist daher entsprechend zu übertragen. Im innerörtlichen Bereich können Flickstellen außerdem aus Aufgrabungen und Arbeiten an Leitungen resultieren.

Die Schadensbilder Kornausbruch und Ausmagerung sind hauptsächlich von den Eigenschaften der verwendeten Materialien und der eingebauten Schicht abhängig (siehe hierzu insbesondere die Erläuterungen in den Abschnitten 3.3.2, 3.5 und 3.6). Durch die Einwirkung von Temperatur und Niederschlag altert der Asphalt und werden die Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein sowie die Kohäsion des Bitumens bzw. des Mörtels reduziert. Dadurch sinkt der Widerstand des Asphalts gegen die mechanische Beanspruchung durch den Verkehr und Kornausbrüche und Ausmagerungen werden begünstigt.

Weist die Textur ein stark ausgeprägtes und positives Profil („Tal mit Bergen“) auf, erlangt die Verkehrsbelastung an Bedeutung. Bei der Überrollung entstehen große horizontale Kontaktdrücke. Im Laufe der Überrollung ändert sich die Richtung der horizontalen Belastung, sodass die einzelnen Körner in unterschiedlicher Richtung verschoben werden. Dadurch wird die Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein geschwächt und Kornausbrüche können folgen. [Woodside, Woodward 2002]

In verschiedenen Untersuchungen wurden über die bereits dargestellten Zusammenhänge hinaus die folgenden Zusammenhänge ermittelt. Eine Expertenbefragung ergab, dass zwischen den Oberflächenschäden in Form von Ausbrüchen, Flickstellen und Schlaglöchern und den Eigenschaften des Asphalts und seinen Komponenten kein eindeutiger Zusammenhang angenommen wird. Der größte Einfluss auf die Oberflächenschäden wurde noch dem Bitumengehalt zugewiesen, doch auch nur mit einer insgesamt mäßigen Wirkung. Weiteren mäßigen Einfluss erwarteten die Fachleute bei dem Verdichtungsgrad, der Härte des Bitumens und der Schichtdicke. [Fuchs, Litzka 1998] Diese Einschätzung spiegelt sich zum Teil in einer Analyse des Einflusses der Faktoren Liegezeit, Asphaltstärke, Straßenklasse und Bauklasse auf die Variabilität des Maß der Ausmagerung und Flickstellen wider: Bei beiden Merkmalsgrößen Ausmagerung und Flickstellen ist die Reststreuung mit rund 52 bzw. 59 % relativ hoch, das heißt die berücksichtigten Einflussfaktoren erklären nur zu Hälfte das Ausmaß der Ausmagerung bzw. der Flickstellen. Bei der Ausmagerung kann allerdings ein wesentlicher Teil der Streuung (31,4 %) auf die Asphaltstärke und der Rest (16,5 %) auf die Straßenklasse zurückgeführt werden. Bei den Flickstellen dienen die Liegezeit (17,2 %), die Straßenklasse (9,2 %) und die Bauklasse (14,5 %) zur Erklärung eines Teils der Streuung. [Koch 1992]

Die Bedeutung des Bitumengehalts und der Bitumeneigenschaften, die die Fachleute als zumindest mäßig eingestuft haben, lässt sich mit folgender Untersuchung stützen. Die Eigenschaften der Mastix, das heißt des Gemisches aus Bitumen, Füller und feiner Gesteinskörnung (Sand), beeinflussen wesentlich die Adhäsion und die Kohäsion [Caro u.a. 2008], die in Zusammenhang mit Kornausbrüchen und der Ausmagerung stehen. Allerdings sind hier nicht nur die Eigenschaften des Bitumens, sondern auch die Wechselwirkung des Bitumens mit dem Füller (zum Beispiel versteifende Eigenschaften) und die Eigenschaften der feinen Gesteinskörnung (zum Beispiel Korngrößenverteilung) zu betrachten. So begünstigt beispielsweise die Verwendung von Polymermodifiziertem Bitumen oder von Kalksteinfüller die Adhäsion und die Kohäsion und reduziert dadurch die Entstehung von Ausbrüchen und Ausmagerung.

Wie bei der Rissbildung wird für den von Flickstellen, Kornausbrüchen und Ausmagerung betroffene Flächenanteil (y in Prozent) in der Literatur eine exponentieller Kurvenverlauf angenommen:

$$y = e^{a \cdot t^b},$$

In Bild 4.2 sind die mittleren Zustandswerte (ZW) der Zustandsgrößen dargestellt, die im Rahmen der ZEB (2001/02) auf dem Hauptfahrstreifen der Bundesautobahnen mit Asphaltdeckschicht gemessen worden (und nachfolgend in Bild 4.4 für die freien Strecken der Bundesstraßen). Die Zustandsgrößen sind nach [ZTV ZEB-StB 06]

- Allgemeine Unebenheit (AUN),
- Längsebenheitswirkindex (LWI),
- mittlere Spurrinnentiefe (SPT),
- fiktive Wassertiefe (SPH),
- Griffigkeit (GRI),
- Netzzrisse (NRI) bzw. Risse (RISS) und
- Flickstellen (FLI).

(Für die Zuordnung der Zustandsgrößen zu den Zustandsmerkmalen siehe Tabelle 2.2.) Für die Zustandsgrößen ist der Mittelwert und der Bereich dargestellt, in dem bei Normalverteilung der Zustandswerte 68,3 % der Werte liegen (Mittelwert $\mu \pm$ Standardabweichung σ). Die entsprechenden Zustandswerte der verschiedenen Zustandsgrößen sind an der linken Ordinate abzulesen. Weiterhin ist der Längenanteil des erfassten Straßennetzes angegeben, der mit einem Zustandswert größer 3,5 (Warnwert, einschließlich größer 4,5) bzw. 4,5 (Schwellenwert) bezogen auf die jeweiligen Zustandsgrößen bewertet wurde. Die Werte der Längenanteile sind an der rechten Ordinate abzulesen.

Es ist zu erkennen, dass auf den Hauptfahrstreifen der mittlere Zustandswert der Spurrinnentiefe (1,8) nach dem Längsebenheitswirkindex (2,0) und der Griffigkeit (2,0) am höchsten ist (siehe Bild 4.2, μ (ZW) bezogen auf die linke Ordinate). Der Längenanteil des Straßennetzes mit einem Zustandswert höher als der Warn- oder Schwellenwert ist ebenfalls für den Längsebenheitswirkindex und die Griffigkeit am höchsten, nachgeordnet für die Zustandsgrößen Netzzrisse und Flickstellen. Der Längenanteil mit Spurrinnen oberhalb des Warnwertes ist im Verhältnis dazu gering. Der Längenanteil der Spurrinnentiefe mit einem Zustandswert $\geq 4,5$ ist marginal und beträgt 0,1 %.

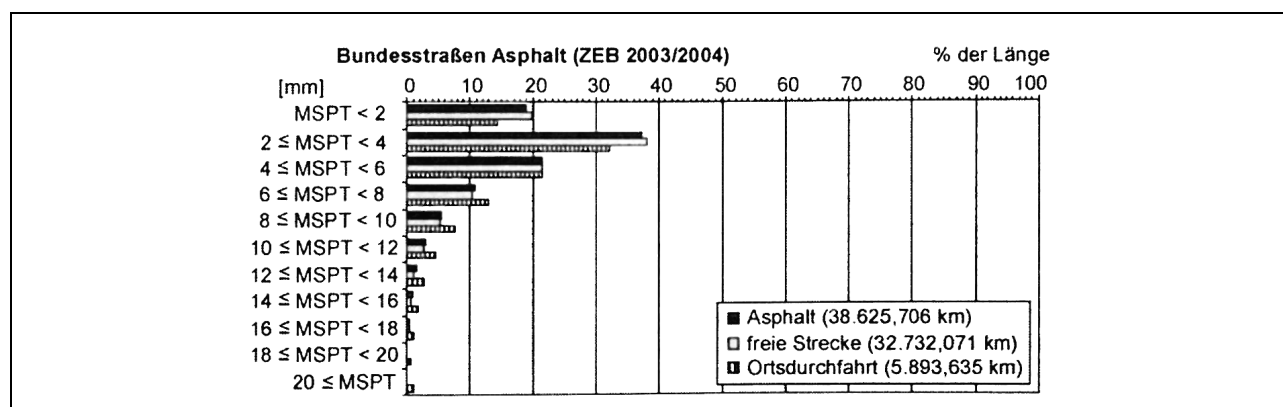


Bild 4.3: Relative Häufigkeitsverteilung der Spurrinnentiefe MSPT bei der ZEB 2003/04 von Bundesstraßen mit Asphaltdeckschicht [Oertelt, Maerschalk, Krause 2007]

Auf den Bundesstraßen wurde die ZEB in den Jahren 2003/04 durchgeführt und die in Bild 4.3 dargestellte relative Häufigkeitsverteilung der mittleren Spurrinnentiefe auf Fahrstreifen mit einer Asphaltdeckschicht ermittelt. Die Gesamtlänge des betrachteten Netzes beträgt etwa 38.626 km, zusammengesetzt aus freier Strecke und Ortsdurchfahrten. Der Mittelwert der mittleren Spurrinnentiefe auf freier Strecke beträgt etwa 4,2 mm. Der Warnwert (10 mm) wurde auf freier Strecke bei 5 % des erfassten Straßennetzes erreicht oder überschritten. Der Schwellenwert wurde auf freier Strecke in vernachlässigbarem Maß (0,1 % der Länge) überschritten. Eine Abhängigkeit der Spurrinnentiefe von der Bauweise der unteren Schichten und dem Alter der Straßenbefestigungen ist aus den Daten nicht abzuleiten. [Oertelt, Maerschalk, Krause 2007]

Wie aus Bild 4.4 ersichtlich, weist die Spurrinnentiefe auf der freien Strecke der Bundesstraßen fast den geringsten Zustandswert (1,6) auf. Die höchsten mittleren Zustandswerte wurden für den

Längsebenheitswirkindex (2,2), die Griffigkeit (1,9) und die Rissbildung (1,8) ermittelt. Der Längenanteil des Straßennetzes, der mit einem Zustandswert höher als der Warn- oder Schwellenwert bewertet wurde, ist für die Zustandsgrößen Längsebenheitswirkindex, Flickstellen und Rissbildung am höchsten. Der Längenanteil der Spurrinnen mit einem Zustandswert oberhalb des Warnwertes ist im Verhältnis zu den übrigen Zustandsgrößen gering. Der Längenanteil mit einem Zustandswert $\geq 4,5$ ist auch hier marginal und beträgt 0,1 %.

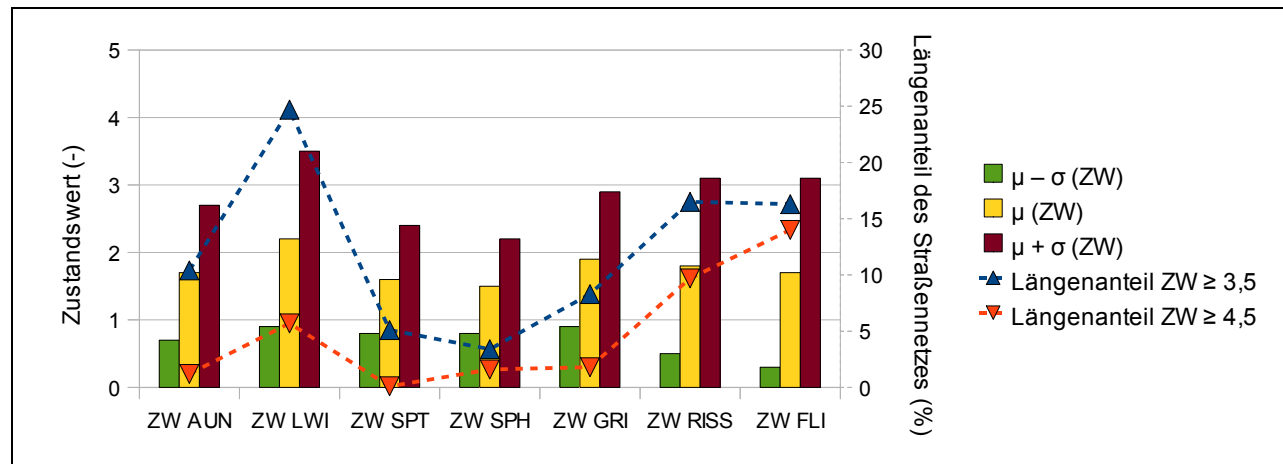


Bild 4.4: Mittelwert, Bereich der Standardabweichung und Längenanteile der Strecken mit Zustandswerten $\geq 3,5$ und $\geq 4,5$ für die verschiedenen Zustandswerte (ZW) der freien Strecken der Bundesstraßen (30.627 km), ZEB 2003/04 (Daten [Oertelt, Maerschalk, Krause 2007])

Der gute Zustand der Spurrinnen ist im Hinblick auf die hohe Verkehrsbelastung und die Kenntnisse aus der Praxis und der Literaturrecherche erstaunlich. Erklären lässt sich dies mit der sofortigen Handlungspflicht der Zuständigen bei Überschreiten des Schwellenwertes und den dann häufig angewendeten Maßnahmen der Erhaltung, nämlich das Fräsen und/oder das Verfüllen der Spurrinnen mit Asphaltmischgut. (Das Fräsen eignet sich aber nur bei Schubverformung zur Beseitigung der seitlichen Aufwölbungen.)

So geht auch aus älteren Daten hervor, dass Spurrinnen im deutschen übergeordneten Straßennetz vorrangig zu Erhaltungsmaßnahmen führen; in Abhängigkeit von der Bauart der Tragschicht wurden 55 bis 86 % der Maßnahmen zur Instandsetzung aufgrund von zu stark ausgeprägten Spurrinnen durchgeführt [Schmuck, Ressel 1992]. Eine Expertenbefragung ergab, dass die Querebenheit für Asphaltbefestigungen das wesentliche Merkmal zur Beschreibung des Gebrauchsverhaltens ist, nachrangig wurden die Griffigkeit und Risse genannt [Rübensam u.a. 2005].

4.2 Allgemeingültige Abbildung des Teilmodells „Entwicklung der Spurrinnen“

4.2.1 Allgemeines

Die Formulierung des quantitativen Modells in dem Darmstädter-Risiko-Analyse-Tool orientiert sich an dem zuvor entwickelten und dargestellten theoretischen Modell zur Entwicklung der Spurrinnentiefe (siehe Abschnitt 3.7.2). Aufgrund der Möglichkeiten und Restriktionen des Berechnungsprogramms DRAT mussten vereinzelt Änderungen in dem Teilmodell vorgenommen und Hilfsgrößen ergänzt werden (allgemeine Hinweise zu DRAT werden in dem Anhang 8.1 gegeben, für genaue Erläuterungen zu den Möglichkeiten von DRAT sowie der Programmsprache und den Ein- und Ausgabedateien siehe [Bald 1991]). Weiterhin wurden einige Größen des theoretischen Teilmodells in dem quantitativen Modell vernachlässigt, da sie indirekt durch andere Größen abgebildet sind; unter Berücksichtigung der Datenbasis hätte ihre einzelne Beachtung nur die Komplexität des quantitativen Modells und damit die Berechnungsdauer erhöht, aber nicht die Aussagekraft und Genauigkeit verbessert. Vor dem Hintergrund der anschließenden Anwendung des quantitativen Modells für zwei Beispielstrecken, wobei hier verschiedene Daten zur Verfügung

standen, wurden zudem zusätzliche Größen zur Berechnung von bereits im theoretischen Modell beschriebenen Größen eingefügt. Im Detail wird die Abbildung des quantitativen Teilmodells in DRAT in Abschnitt 4.2.2 dargestellt. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größen und die Zahlenwerte der Faktoren, mit denen anschließend die Berechnungen mit dem Modell durchgeführt werden, stehen in Zusammenhang mit dem Anwendungsbeispiel. Die Ermittlung und Festlegung dieser Zahlenwerte wird in den Abschnitten 4.3.1 bis 4.3.3 erläutert.

Im Gegensatz zu der Erstellung der theoretischen Modelle in Kapitel 3 wird hier für das ausgewählte Teilmodell eine fertig hergestellte Asphaltdeckschicht betrachtet, die für den Verkehr frei gegeben wird. Demzufolge werden die Eingangsgrößen für die Formulierung als gegebene Größen betrachtet und nicht durch vorgeschaltete Teilmodelle abgebildet und berechnet. Die Vorgehensweise zur Bestimmung der Eingangsgrößen in Abhängigkeit von den zuvor durchlaufenen und in den anderen Teilmodellen abgebildeten Prozessen wäre analog zu der Vorgehensweise für die Spurrinnenbildung. Einflüsse aus den vorhergehenden Teilprozessen bilden sich für das ausgewählte Teilmodell in den Daten der Größen, das heißt in der Größenordnung ihrer Werte und der dazugehörigen Wahrscheinlichkeitsverteilung, jedoch grundsätzlich ab.

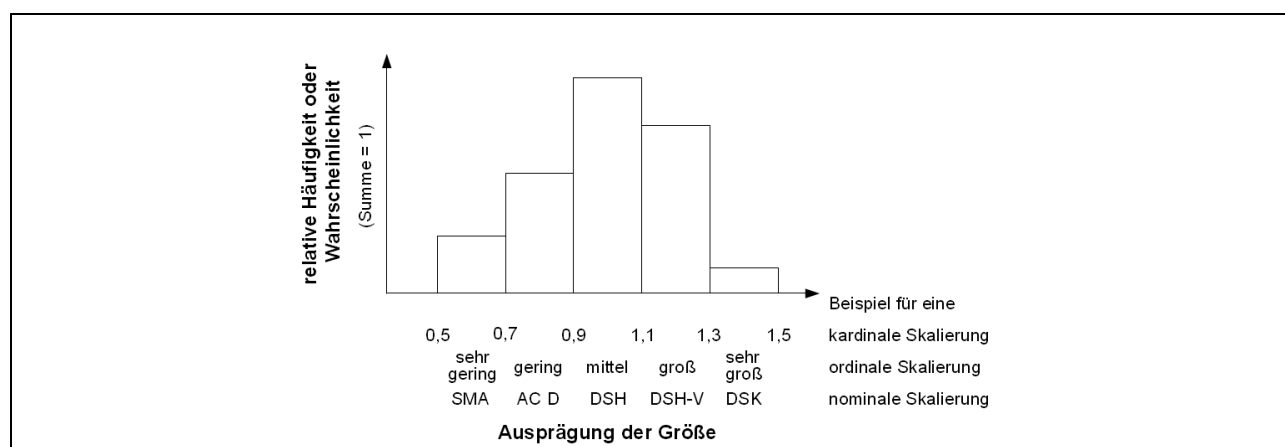


Bild 4.5: Beispiele für die Skalierung einer Größe

In DRAT können den Größen bei ihrer Definition nominale, ordinale und kardinale Skalen zugeordnet werden. Der Wert oder die Ausprägung der Größe wird über die Werte der Skala definiert (siehe Bild 4.5), wobei mit DRAT eine Klassenbildung der Größe vorgenommen wird. Der Wert einer kardinal skalierten Größe liegt daher in den durch die Skalenwerte definierten Intervallen, ihr ist aber kein definierter Einzelwert zugewiesen. Die Intervallbreite, das heißt die Abstände der Skalenwerte, kann dabei variieren. Für die Berechnungen ist zu beachten, dass diese (programmbedingt) nur mit kardinal skalierten Größen durchgeführt werden können. Sind die Eigenschaften einfach messtechnisch zu bestimmen, wie dies für die Eingangsgrößen des vorliegenden Modells vornehmlich der Fall ist, werden kardinal skalierte Größen überwiegen.

Mit der Wahrscheinlichkeitsverteilung wird die Wahrscheinlichkeit angegeben, mit der die Größe einen Wert oder eine Ausprägung in dem entsprechenden Intervall aufweist. Die Summe der Wahrscheinlichkeiten der Ausprägungen der Größe muss stets 1 (100 %) ergeben. Bei Bedarf kann die Ausprägung der Größe in Abhängigkeit von einem oder mehreren weiteren Größen stehen. Dies ist bei der Definition der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größe anzugeben.

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung für die Größen kann angenommen bzw. im spezifischen Fall anhand von Daten ermittelt werden oder durch die Angabe einer Formel (gegebenenfalls abhängig von weiteren Größen) berechnet werden. Werden Daten verwendet, sind diese insbesondere auf die Repräsentativität für die betrachtete Fragestellung zu prüfen; sind selten eintretende Zustände nicht enthalten, ist die Wahrscheinlichkeitsverteilung vor dem Hintergrund der Anwendung und der gewünschten Aussagekraft des Ergebnisses gegebenenfalls anzupassen.

Werden Annahmen zur Wahrscheinlichkeitsverteilung getroffen, sind zum einen die in dem vorherigen Kapitel dargestellten oder weitere Kenntnisse über die Eigenschaften und Zusammenhänge zu berücksichtigen, zum anderen ist zu bedenken, welche Verteilung grundsätzlich

verwendet werden kann und unter welchen Bedingungen. Als Stichworte für gängige und in diesem Zusammenhang grundsätzlich geeignete Verteilungen seien die Normalverteilung, die Student-Verteilung, die logarithmische Normalverteilung, die Exponentialverteilung, die Weibull-Verteilung und die Chi²-Verteilung genannt. (Für weitere Erläuterungen zu den Verteilungen siehe zum Beispiel [Sachs, Hedderich 2006].) Die Standardabweichung der Eigenschaften der Eingangsgrößen von der Asphaltdeckschicht und somit die Breite der Wahrscheinlichkeitsverteilung wird von der Qualität des Materials und, wie in dem vorherigen Kapitel dargestellt, wesentlich von der Qualität des Einbaus beeinflusst.

Da die Gauß'sche Normalverteilung bei der Festlegung der Wahrscheinlichkeitsverteilung verschiedener Größen der Beispielstrecken angewendet wird, werden im Folgenden diesbezüglich relevante Eigenschaften der Normalverteilung erläutert. Die Normalverteilung eignet sich zur Beschreibung von einer Größe mit zufälligen Fehlern. Für eine Summe von vielen unabhängigen, beliebig verteilten Zufallsvariablen gleicher Größenordnung kann annähernd eine Normalverteilung (nach dem Zentralen Grenzwertsatz) angenommen werden. Für eine normalverteilte Größe mit dem Mittelwert μ und der Standardabweichung σ gilt die in Bild 4.6 dargestellte Verteilung.

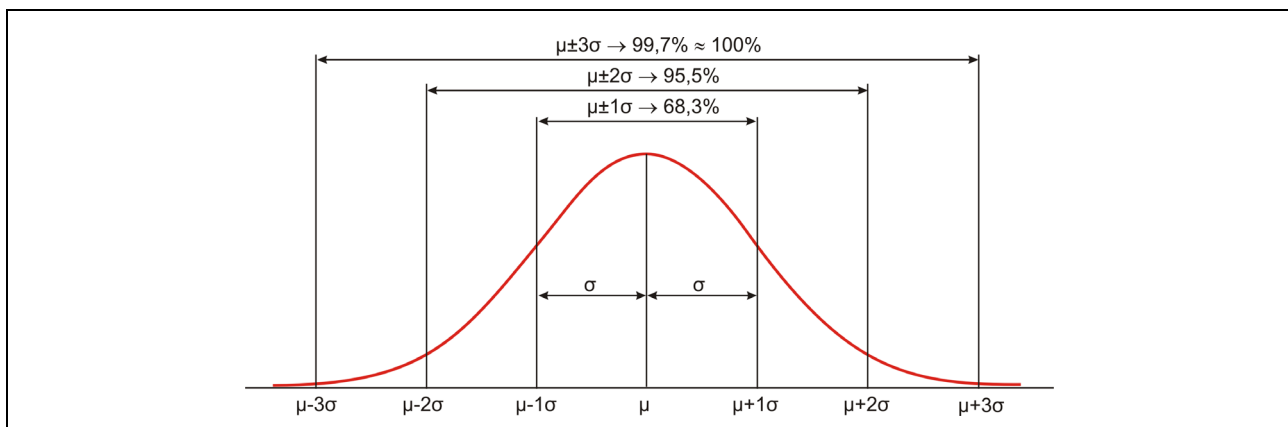


Bild 4.6: Wahrscheinlichkeitsverteilung einer Normalverteilung mit dem Mittelwert μ und der Standardabweichung σ

Zur Vereinfachung wird bei der Festlegung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größe der Beispielstrecken angenommen, dass bereits in dem Bereich $\mu \pm 3\sigma$ alle Werte (also 100 %) liegen.

Wird die Wahrscheinlichkeitsverteilung einer Größe durch die Angabe einer Formel in Abhängigkeit weiterer Größen berechnet, ist darauf zu achten, dass diese Größen geeignete Einheiten und Skalen besitzen und (möglichst) keine undefinierten Bereiche vorliegen. In dem erstellten quantitativen Modell basieren die Formeln zum Beispiel auf physikalischen Gegebenheiten oder auf Annahmen über die Zusammenhänge zwischen den Eingangs- und den Ergebnisgrößen.

Werden die Zusammenhänge angenommen und ist die Ergebnisgröße von mehreren Eingangsgrößen abhängig, muss zum Teil das unterschiedliche Maß des Einflusses der Eingangsgrößen berücksichtigt werden. Dies kann entweder durch den Wert der Eingangsgröße direkt geschehen oder mit der Berechnung eines geeigneten Mittelwertes aus den Faktoren, die die Ausprägung der Größe bestimmen und verändern. Für Faktoren, die eine relative Änderung ausdrücken (dies ist hier relevant), ist grundsätzlich der Mittelwert mit dem geometrischen Mittelwert zu berechnen [Sachs, Hedderich 2006]:

$$\bar{x} = \sqrt[k]{x_1 \cdot x_2 \cdot \dots \cdot x_k}, \text{ wobei } x_i > 0. \quad (1)$$

Werden mehrere Faktoren betrachtet, denen eine unterschiedliche Bedeutung bei der Berechnung der Ergebnisgröße beigemessen werden soll, ist der gewogene geometrische Mittelwert von ihnen zu bestimmen mit n_i als Gewicht der Größe x_i :

$$\lg(\bar{x}) = \frac{n_1 \cdot \lg(x_1) + n_2 \cdot \lg(x_2) + \dots + n_k \cdot \lg(x_k)}{n_1 + n_2 + \dots + n_k} \quad (2)$$

$$\Leftrightarrow \bar{x} = e^{\left(\frac{n_1 \cdot \ln(x_1) + n_2 \cdot \ln(x_2) + \dots + n_k \cdot \ln(x_k)}{N} \right)} = x_1^{n_1/N} \cdot x_2^{n_2/N} \cdot \dots \cdot x_k^{n_k/N} \quad (3)$$

mit $N = n_1 + n_2 + \dots + n_k$.

Die Definition von Variablen ist in DRAT (noch) nicht möglich. Modellbedingt kann aber die Verwendung von Variablen, das heißt konstanten Werten in Abhängigkeit einer weiteren Größe, erforderlich sein. Eine hierfür hilfsweise mögliche Vorgehensweise ist vor einem Anwendungshintergrund (Berechnung der durchschnittlichen Anzahl der täglichen Achslastübergänge des Schwerverkehrs) in Abschnitt 4.2.2 beschrieben.

Die Skalen bzw. die Ausprägungen und Intervallgrenzen, die für die einzelnen Größen in dem Beispiel definiert werden, sind in Abhängigkeit von der für die Betrachtung relevanten Größenordnung gewählt. Bei der Bestimmung der Anzahl der Klassen sind neben der Annahme oder Kenntnis über die Verteilung die gewünschte Genauigkeit und Differenzierung der Ergebnisse einerseits und der damit korrespondierende Rechenaufwand andererseits gegeneinander abzuwägen. Gleiches gilt für die Definition der Abhängigkeiten in der Wahrscheinlichkeitsverteilung: Beispielsweise kann die Verteilung der Lufttemperaturen in Abhängigkeit von den Zuständen des Wetters (im Anwendungsbeispiel Regen, bewölkt, wechselnd, sonnig) angegeben werden, der zusätzliche Rechenaufwand steigt dadurch aber deutlich an; daher ergibt sich die Frage nach dem Nutzen der differenzierten Aussage.

4.2.2 Formulierung des Modells in dem Berechnungsprogramm DRAT

Im Folgenden wird das theoretische Modell aus Abschnitt 3.7.2 in ein allgemeingültiges quantitatives Modell überführt und im Hinblick auf die Möglichkeiten des Darmstädter-Risiko-Analyse-Tools (DRAT) und die anschließende Anwendung des quantitativen Modells für zwei Beispielstrecken angepasst. Sofern nicht die Art und Ausprägung der Skala einer Größe angegeben wird, ist die Größe kardinal skaliert. Die dazugehörigen Intervallgrenzen sind unter Berücksichtigung der Größenordnung der Größe festzulegen.

Die Gedanken zur Formulierung und Bestimmung der Verkehrsbelastung werden im Folgenden ausführlich dargestellt, da die daraus resultierenden Möglichkeiten und Vorgehensweisen auf weitere Größen übertragen werden (für die weiteren Größen wird diesbezüglich nur eine kurze Erläuterung gegeben).

Die **Verkehrsbelastung** (Vbel in 10-t-AÜ) ist die wesentliche Größe für die Spurrinnenbildung, ohne Verkehrsbelastung wird sich keine Spurrinne bilden. Ihre Bestimmung stützt sich auf die Vorgehensweise nach RStO 01, da für die Bauklassen und zugehörigen Werte ein Erfahrungshintergrund in Zusammenhang mit den Zustandsgrößen besteht. Bei konstanten Faktoren berechnet sich die Bemessungsrelevante Beanspruchung (B) mit folgender Formel:

$$B = N \cdot DTA_{SV} \cdot q_{Bm} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot f_z \cdot 365, \quad (4)$$

mit dem (vorgesehenen) Nutzungszeitraum N in Jahren, der durchschnittlichen Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerverkehrs DTA_{SV} , dem Lastkollektivquotient q_{Bm} , dem Fahrstreifenfaktor f_1 , dem Fahrstreifenbreitenfaktor f_2 , dem Steigungsfaktor f_3 und dem Zuwachsfaktor f_z . Die Werte der Faktoren f_1 , f_2 und f_3 sind von der Verkehrsstärke und der Linienführung der Straße abhängig und können entweder als konstante Werte den Mittelwert oder den ungünstigsten Fall für die betrachtete Fahrbahnbefestigung widerspiegeln oder bei genauerer Betrachtung einzeln als Größe definiert und entsprechend dem Straßenentwurf mit einer Wahrscheinlichkeitsverteilung hinterlegt oder Abschnittsweise betrachtet werden. Sind die Unterschiede des Straßenentwurfs im Hinblick auf die Werte der Faktoren und somit auf die Spurrinnenbildung gering, können diese Faktoren jeweils konstant gewählt werden; bei den Beispielstrecken ist dies der Fall. Der Faktor q_{Bm} kann für die jeweilige Straßenklasse als konstant angenommen werden, sofern keine detaillierten Achslastdaten vorliegen.

Die **durchschnittliche Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerververkehrs** (DTA_{SV} in AÜ/24h) ist aus den Verkehrsdaten zu ermitteln. Je nach Datenbasis kann die DTA_{SV} entweder exakt bestimmt oder beispielsweise aus den im Rahmen von Verkehrszählungen ermittelten Werten der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke (DTV in Fz/24h) und des Schwerververkehrsanteils und mit Hilfe des für die Straßenklasse gültigen Achszahlfaktors f_A gemäß RStO 01 berechnet werden ($DTA_{SV} = f_A \cdot DTV_{SV}$).

Sofern eine jahresbezogene Betrachtung der Spurrinnenbildung erforderlich ist, muss dies bei der Definition der Größe und ihrer Wahrscheinlichkeitsverteilung Eingang finden: Die (gegebenenfalls bekannte variable) Zunahme des Verkehrs und die Addition der DTA_{SV} der einzelnen Jahre bis hin zu dem Betrachtungszeitpunkt muss bei der Berechnung der Verkehrsbelastung berücksichtigt werden. Hierzu sind mehrere, unter anderem folgende Wege denkbar.

1. Ideal und einfach wäre die Definition der Zunahme des Verkehrs bzw. des berechneten mittleren jährlichen Zuwachsfaktors f_z (für die betrachtete Liegedauer der Asphaltdeckschicht) in Abhängigkeit der betrachteten Liegedauer (ld) der Asphalttschicht. Bei der Berechnung der Verkehrsbelastung würde dann der für die Liegedauer gültige Zuwachsfaktor und die entsprechende Nutzungsdauer verwendet werden; der DTA_{SV} zu Beginn der Liegedauer wäre als Ausgangsgröße eine Konstante in der Formel. Die Definition von Variablen ist mit DRAT aber (derzeit) nicht möglich.
2. Um dennoch mit variablen Werten wie dem Zuwachsfaktor zu rechnen, können die Werte näherungsweise über die Intervallgrenzen beschrieben werden. Dabei wäre als Intervallgrenze der Mittelwert der zwei aufeinander folgenden Variablen zu definieren. Die Veränderung des Zuwachsfaktors (oder allgemein der Variable) in Abhängigkeit von der Liegedauer (oder allgemein einer weiteren Größe) ist dann mit einer entsprechenden Wahrscheinlichkeitsverteilung zu beschreiben. Dabei ist die zu der Liegedauer (der Größe) zugehörige Klasse des Zuwachsfaktors (der Variablen) mit der Wahrscheinlichkeit 1 zu belegen (siehe Bild 4.7). Die **Liegedauer** kann je nach Verwendung der Größe in der weiteren Berechnung kardinal oder ordinal skaliert werden; für die im Folgenden beschriebene Vorgehensweise wäre die Liegedauer kardinal zu skalieren, da sie in die Berechnung der Verkehrsbelastung einfließt.

		Liegedauer (kardinal skaliert)							
		1	2	3	4	5	...	N-1	N
Zuwachsfaktor (kardinal skaliert)	m_1	1	0	0	0				0
	m_2	0	1	0	0		...		0
	m_3	0	0	1	0				0
	m_4								
	\vdots								
	m_n								
	m_{n+1}	0	0	0	0		...		1

Bild 4.7: Hilfsweise Definition von Variablen am Beispiel des Zuwachsfaktors in Abhängigkeit von der Liegedauer

Wird nach dieser Vorgehensweise der Zuwachsfaktor in Abhängigkeit von der Liegedauer beschrieben, werden bei der Berechnung der Verkehrsbelastung nach Formel (4) – die Liegedauer ersetzt dann den Nutzungszeitraum N – und in Abhängigkeit von der Liegedauer allerdings alle Werte der Klasse betrachtet, die für die entsprechende Liegedauer mit 1 hinterlegt ist. Dies folgt aus der Methode des DRAT, der Intervallarithmetik. Bild 4.8 gibt dies wieder: Bei der Berechnung wären eigentlich die für das Beispiel rot dargestellten Werte der Nutzungsdauer und des mittleren Zuwachsfaktors zu verwenden. Aufgrund ihrer hilfswisen Definition über die Klassen werden aber bei der Berechnung mit DRAT alle

Kombinationen innerhalb des durch die Klassen definierten Bereichs betrachtet, der in Bild 4.8 mit dem diagonal schraffierten Bereich dargestellt ist.

Die Berechnung der Verkehrsbelastung (und daraus die Bildung ihrer Wahrscheinlichkeitsverteilung) erfolgt demnach zum Beispiel nicht nur für die eigentlich erforderliche Kombination der Nutzungsdauer von N_x Jahren und des mittleren Zuwachsfaktors von $f_{z,x}$ (in Bild 4.8 rot, mit einem „X“ markiert). Auch die Kombination $(N_x+N_y)/2$ Jahre und $(f_{z,x}+f_{z,y})/2$ sowie $(N_x+N_y)/2$ Jahre und $(f_{z,w}+f_{z,x})/2$ wird dabei zum Beispiel berücksichtigt. Dessen sollte sich der Anwender bei der Betrachtung und Bewertung der Berechnungsergebnisse bewusst sein.

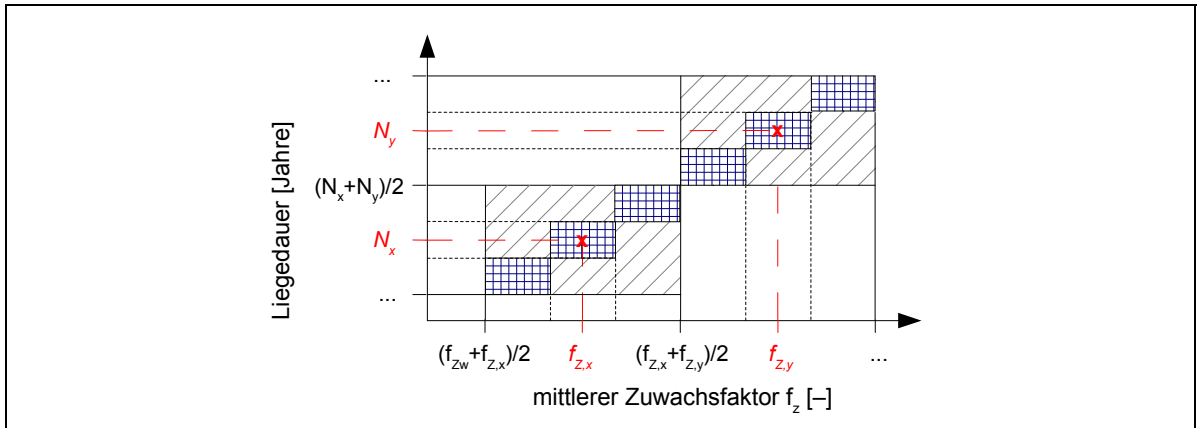


Bild 4.8: Darstellung der für ein Beispiel berücksichtigten Kombinationen bei unterschiedlicher Intervallbreite aufgrund der Intervallarithmetik des DRAT

Der „Fehler“, der gegenüber der genauen Berechnung mit den Variablen entsteht, ist von der Intervallbreite abhängig und würde bei der Wahl eines kleineren Intervalls reduziert (in Bild 4.8 mit den karierten Bereichen veranschaulicht). Dies gilt allgemein für jede kardinal skalierte Größe. Mit der Reduzierung der Intervallbreite steigt allerdings gleichzeitig die Anzahl der Intervalle und somit der Rechenaufwand. Weiterhin bedeutet die Verkleinerung der Intervalle einen größeren Aufwand bei der Formulierung der Größe und gegebenenfalls bei der Ermittlung ihrer Wahrscheinlichkeitsverteilung; dies ist gegenüber der höheren Genauigkeit des Ergebnisses abzuwägen.

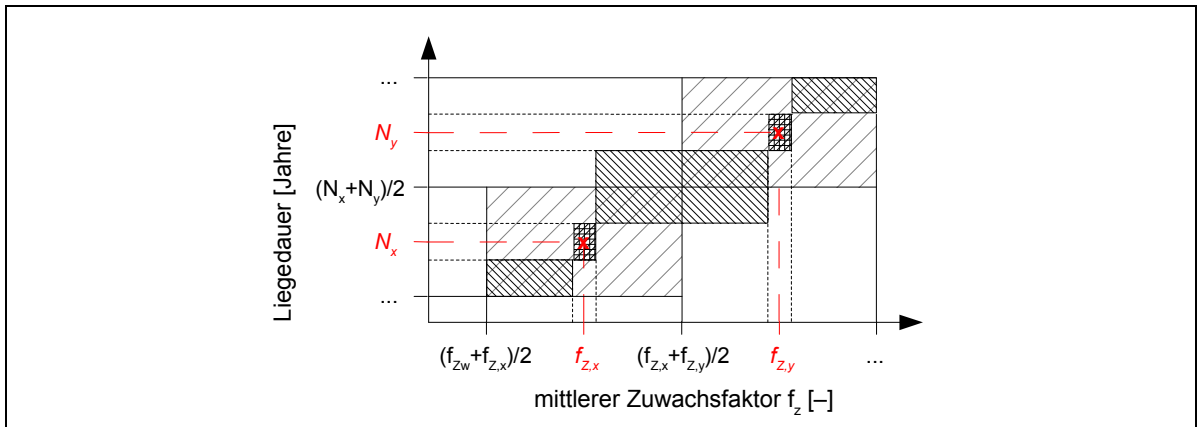


Bild 4.9: Darstellung der möglichen Definition von Variablen mit Hilfe unterschiedlich breiter Intervalle

3. Um diesen möglichen Fehler weiter zu reduzieren und den Rechenaufwand in Teilen zu beschränken, können als Variante zu der unter 2. beschriebenen Vorgehensweise die Intervallbreiten um die Variablen, die zu definieren sind, weiter gezielt verkleinert werden. Die dabei entstehenden größeren Zwischenintervalle sind dann mit der Wahrscheinlichkeit Null zu hinterlegen; in Bild 4.9 sind die verkleinerten Intervalle der Variablen schwarz kariert dargestellt, die größeren Zwischenintervalle diagonal eng schraffiert. Werden n Variablen derart abgebildet, sind $2n-1$ Intervalle notwendig (bei zum Beispiel zehn Variablen

sind dies 19 Intervalle). Die Berechnungsdauer kann verkürzt werden, wenn in DRAT die Berechnung für eine Wertekombination der verschiedenen Größen abgebrochen wird, sobald ein Ergebnis von Null erkannt wird. Dies wäre der Fall, falls die Ausprägung einer Größe mit der Wahrscheinlichkeit Null hinterlegt ist; in dem Beispiel gilt dies für die Berechnungen mit dem großen Intervall. Die erforderliche Anzahl der Berechnungen bleibt aber gleichermaßen erhöht.

4. Der Rechenaufwand mit DRAT kann reduziert werden, wenn die für ein Jahr der Liegedauer zusammengehörigen Werte der Nutzungsdauer und des mittleren Zuwachsfaktors jeweils miteinander verrechnet werden und dann nur die resultierende Größe (Z) in Abhängigkeit der Liegedauer formuliert werden muss.

Für die Berechnung der Verkehrsbelastung (Vbel) in Abhängigkeit der Liegedauer (ld in Jahren) ergibt sich dann die über die Liegedauer **summierte Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerverkehrs** (STA_{SV} in AÜ) mit folgender Formel.

$$STA_{SV,ld} = ld \cdot f_{z,ld} \cdot DTA_{SV} \cdot 365 = Z_{ld} \cdot DTA_{SV} \cdot 365 \quad (5)$$

$$Vbel_{ld} = STA_{SV,ld} \cdot q_{Bm} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \quad (6)$$

Dieses Vorgehen weist den Vorteil auf, dass der Fehler infolge der Klassenbildung im relevanten Bereich weiter reduziert wird, da nun nur noch eine Größe in dem definierten Intervall variiert und nicht mehrere Größen. Ist die Zunahme des Verkehrs über die gesamte Liegedauer konstant und somit der mittlere Zuwachsfaktor einfach in Abhängigkeit von der Liegedauer zu ermitteln, könnte dieser Faktor auch erst bei der Ermittlung der Verkehrsbelastung berücksichtigt werden.

Ist keine jahresbezogene Betrachtung der Ausgangsgröße (hier der Spurrinnentiefe) von Interesse, kann die Verkehrsbelastung direkt aus dem prognostizierten oder erfassten Wert der DTA_{SV} und dem Zuwachsfaktor berechnet werden; die Verkehrsbelastung wäre dann eine Konstante und nicht mit einer Wahrscheinlichkeitsverteilung hinterlegt.

(Bei der Durchführung der Berechnungen zeigte sich, dass die Definition der Verkehrsbelastung in Abhängigkeit der Liegedauer von bis zu 20 Jahren eine sehr große Matrix ergibt, die bei der Berechnung der Schubverformung zu äußerst langen Berechnungsdauern – von mehreren Wochen – führt. Da auch die Installation des DRAT auf einem leistungsfähigeren Computer dieses Problem nicht beheben konnte, wurde die Berechnung für jedes Jahr der Liegedauer einzeln ausgeführt, wobei die Verkehrsbelastung entsprechend Alternativ 3 mit einer Klasse definiert wurde, die mit der Wahrscheinlichkeit 1 hinterlegt ist. Alternativ hätte die Anzahl der in die Formel zur Berechnung der Schubverformung einfließenden Größen reduziert werden können; dies wurde jedoch aufgrund der in dem Kapitel 3 beschriebenen Zusammenhänge zwischen den Größen und der Schubverformung seitens des Bearbeiters abgelehnt wurde. Weiterhin ist es denkbar, die Programmierung des DRAT zu optimieren, was jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich war.)

Die **Abriebeigenschaft des Gesteins** (G_{Abrieb} in mm/10-t-AÜ) kann anhand der TL Gestein-StB definierten Untersuchungen zum Oberflächenabrieb oder zum Verschleiß bestimmt werden. Die Zahlenwerte dieser Untersuchungen lassen sich in dem Modell jedoch nicht direkt verwenden, da zum einen in der Praxis kein umfassender Erfahrungshintergrund zum in der Realität vorhandenen Abrieb besteht und zum anderen in der Regel keine Anforderungen an diese Eigenschaften gestellt werden, da sie eng mit anderen spezifizierten und geforderten Gesteinseigenschaften (zum Beispiel Widerstand gegen Zertrümmerung, Polierresistenz) korrespondieren. Wesentlich in dem Modell ist die Beurteilung, ob die verwendeten Gesteine anfällig gegen Abrieb sind und ob die Eigenschaft zwischen ihnen variiert. Für die Abbildung im Modell ist die Wahl einer kardinalen Skala zweckmäßig. Als Hilfestellung für die Wahl der Intervallgrenzen kann das Abriebmaß, das bei der gegebenen maximalen Verkehrsbelastung zu erwarten ist, betrachtet werden. Die Definition der Abriebeigenschaft des Gesteins als Größe ist in jedem Fall notwendig, wenn in der Praxis verschiedene Gesteine verwendet und daher bei der Erstellung des quantitativen Modells zu betrachtet sind. Andernfalls kann das Abriebmaß als Konstante in die Formel zur Ermittlung des **Abriebs an der Fahrbahnoberfläche** (Fb_{Abrieb} in mm) oder des Verschleißes der Asphaltdeckschicht

eingesetzt werden. Die Abriebfunktion ist linear anzunehmen, da eine Veränderung der Abriebeigenschaft des Gesteins mit zunehmendem Abrieb nicht zu erwarten ist. Die Abriebeigenschaft des Gesteins beschreibt dabei die Steigung der Geraden und die Verkehrsbelastung (V_{bel} in 10-t-AÜ) die Variable:

$$Fb_{Abrieb} = G_{Abrieb} \cdot V_{bel} \quad (7)$$

Üblicherweise ist der Abrieb an der Fahrbahnoberfläche in Deutschland sehr gering (siehe Abschnitt 3.7.2). Daher könnte der Abrieb in dem quantitativen Modell vernachlässigt werden, wenn das Abrießmaß gegenüber den sich aus der Nachverdichtung und Schubverformung bildenden Spurrinnentiefen als vernachlässigbar erachtet wird. Für Strecken, auf denen im Winter viel Verkehr mit Schneeketten oder Ähnlichem zu erwarten ist, sollte der Abrieb berücksichtigt werden. Für die Beispielstrecke wird die Abriebeigenschaft der Vollständigkeit halber mit abgebildet, zumal der Rechenaufwand hierfür gering ist und sich seine Abbildung auf die Formulierung der weiteren Größen nicht negativ auswirkt.

Die **Gesteinseigenschaften Schlag- und Kantenfestigkeit** (zum Beispiel mit dem Widerstand gegen Zertrümmerung zu ermitteln) wird bei der Formulierung des Modells in DRAT zunächst vernachlässigt: Die Kornzertrümmerung, die bei der Verdichtung eintreten kann, ist bei geeigneten Gesteinen erfahrungsgemäß relativ gering. Die geringere Verdichtungswilligkeit eines kantigen Gesteins wird in der eingebauten Asphaltsschicht indirekt über den Verdichtungsgrad und den Hohlraumgehalt abgebildet. Der Widerstand gegen die Verformung aus der Verkehrsbelastung, den das Korngerüst aufgrund dieser Gesteinseigenschaften aufbringt, wird in den Faktoren r bzw. w mit abgebildet, mit denen die Neigung des Asphaltmischguts zur Nachverdichtung bzw. Schubverformung beschrieben wird.

Die **versteifenden Eigenschaften des Füllers** (F_{steif} , dimensionslos) lassen sich nicht eindeutig mit einem Prüfverfahren bestimmen, da verschiedene Eigenschaften des Füllers mit seinen versteifenden Eigenschaften in Verbindung gebracht werden (siehe Abschnitt 3.3.2); eine exakte quantitative Angabe der versteifenden Eigenschaften ist schwierig. Daher ist eine ordinale Skalierung der Größen mit den Ausprägungen gering, mittel und stark versteifend sinnvoll. Wird von einem gleichmäßig versteifenden Füller oder Füllergemisch ausgegangen oder sollen keine unterschiedlichen Füller verglichen werden, wie es bei den Beispielstrecken der Fall ist, kann auf die Definition der Größen verzichtet und bei der Definition der Härte des Mörtels seine Auswirkung direkt berücksichtigt werden.

Gegenüber der versteifenden Eigenschaft des Füllers verfügt die **Eigenschaft des Bitumens** bzw. ihre mit der Wahl der Bitumensorte bestimmte Härte für die Veränderung der Härte des Mörtels häufig nur über eine untergeordnete Bedeutung. Bei dem Vergleich mehrerer Bitumen oder der Betrachtung der Schwankung der Eigenschaften des Bitumens (insbesondere der Schwankung der Härte über den zulässigen Bereich einer Sorte hinaus) ist die Definition der Größe zur Abbildung eben dieser Unterschiede erforderlich. Aufgrund der Kenntnis von vorwiegend nur groben Zusammenhängen zwischen der Bitumensorte und dem Widerstand gegen Verformung genügt in dem ersten Schritt des quantitativen Modells ihre ordinale Skalierung. In dem Beispiel wird diese Größe nicht einzeln definiert; es wird angenommen, dass die Schwankung der Eigenschaften in dem zulässigen Bereich liegt, sodass die Auswirkung der Schwankungen gegenüber der versteifenden Eigenschaft des Füllers vernachlässigbar sind. Die Härte des Bitumens wird indirekt bei der Festlegung der Härte des Mörtels berücksichtigt.

Die Größe **Zusammensetzung des Asphaltmischguts** diene bei der Modellerstellung als Oberbegriff für mehrere Eigenschaften und für ihre einfache Weitergabe zwischen den Teilmodellen. Zu den Eigenschaften zählen insbesondere die Korngrößenverteilung und der Bitumengehalt, weitere Eigenschaften sind beispielsweise die Asphaltmischgutart und -sorte, der Größtkorndurchmesser und die Bitumenart (sofern nicht bereits mit den Eigenschaften des Bitumens abgebildet). Da in dem Beispiel von der hergestellten Asphaltdeckschicht ausgegangen wird, wird die Korngrößenverteilung hier nicht explizit formuliert, da in dem Anwendungsbeispiel von der hergestellten Asphaltdeckschicht ausgegangen wird und dort die Korngrößenverteilung indirekt in anderen abgebildeten Größen enthalten ist, die von ihr beeinflusst werden. Zu diesen Größen

zählen zum Beispiel die Härte des Mörtels (durch den Anteil des Füllers), der Verdichtungsgrad (durch die Verdichtungswilligkeit), der Hohlraumgehalt und der fiktive Hohlraumgehalt. Die Zusammensetzung des Asphaltmischguts als konzeptionell bedingte Größe fließt bei den beiden Größen Verformung infolge von Nachverdichtung und Schubverformung jeweils als konstanter Faktor (r und w) in die Formel ein. Diese beiden Faktoren werden getrennt betrachtet, da für die beiden Größen unterschiedliche Eigenschaften des Asphaltmischguts, die mit der Zusammensetzung festgelegt werden, relevant sind (siehe unten).

Der über die Zusammensetzung vorbestimmte und in der Asphaltdeckschicht tatsächlich enthaltene **Ist-Bitumengehalt** (B_{ADS} in M.-%) wird in dem quantitativen Modell als Größe abgebildet, da er zur Berechnung volumetrischer Kenngrößen, die in die Berechnung der Schubverformung einfließen, erforderlich ist. Die Skalenwerte und die Wahrscheinlichkeitsverteilung lassen sich mit der Auswertung der Daten der Kontrollprüfung ermitteln. Sind keine konkreten Daten verfügbar und auch keine Daten über die Wahrscheinlichkeitsverteilung des Bitumengehalts in der Asphaltdeckschicht vorhanden, geben die in Abschnitt 3.4.3 dargestellten Untersuchungsergebnisse einen Anhaltspunkt für die Standardabweichung. Als Mittelwert könnte dann die Soll-Vorgabe und zur Ermittlung oder Abbildung der Wahrscheinlichkeitsverteilung die Normal- oder Student-Verteilung dienen.

Die **Homogenität des Asphaltmischguts** wird nicht separat in dem Modell formuliert, da diese Größe mit der Breite der Wahrscheinlichkeitsverteilung anderer Eigenschaften, wie dem Ist-Bitumengehalt in der Asphaltdeckschicht und dem fiktiven Hohlraumgehalt (unter anderem beeinflusst durch die Korngrößenverteilung im Asphaltmischgut), abgebildet wird; je homogener das Asphaltmischgut ist, desto geringer ist die Spannweite der einzelnen Eigenschaften und desto schmaler ist deren Wahrscheinlichkeitsverteilung. Analog dazu werden die Eigenschaften **Homogenität des Schichtenverbunds** und **Homogenität des Hohlraumgehalts** nicht einzeln als Größe abgebildet, sondern mit der Breite der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größe Schichtenverbund bzw. Hohlraumgehalt berücksichtigt. Allerdings wird die Breite dieser Wahrscheinlichkeitsverteilungen bei genauer Betrachtung nicht allein durch die Homogenität des Schichtenverbunds bzw. des Hohlraumgehalts in der Schicht geprägt, sondern auch von weiteren Größen, beispielsweise dem Verdichtungsgrad.

Der **Schichtenverbund** (s_{verb} , dimensionslos) könnte anhand der Messdaten des Abscherversuchs als kardinal skalierte Größe in dem quantitativen Modell abgebildet werden. Da aber bisher keine funktionalen Zusammenhänge zwischen dem Messwert des Schichtenverbunds und der Entwicklung der Zustandsgößen bzw. dem Gebrauchsverhalten der Asphaltdeckschicht vorliegen, erscheint eine qualitative Einstufung des Schichtenverbunds zunächst als ausreichend. Daher wird der Schichtenverbund ordinal skaliert mit den fünf Ausprägungen kein, geringer, mittlerer, starker und sehr starker Schichtenverbund. Bei der Zuordnung des vorhandenen oder prognostizierten Schichtenverbunds zu den Ausprägungen ist es hilfreich, das Ausmaß der Kriterien Verklebung und Verzahnung zu betrachten (vgl. außerdem Abschnitt 3.6.3). Sind die Verklebung und Verzahnung sehr ausgeprägt, kann ein sehr starker Schichtenverbund angenommen werden; liegt eine durchschnittliche Verklebung, jedoch kaum Verzahnung vor, ist der Schichtenverbund im mittleren Bereich einzustufen. Infolge der kardinalen Skalierung des Schichtenverbundes bei der Berechnung der Schubverformung ist eine dimensionslose **Hilfsgröße** (hg_{sverb} , dimensionslos) erforderlich, die entsprechend der oben beschriebenen Alternative 2 zu definieren ist. Die Intervallgrenzen der kardinalen Skala der Hilfsgröße sind im Hinblick auf die Auswirkung des Schichtenverbunds auf die mögliche Schubverformung zu wählen. So ist mit ihr abzubilden, wie stark der Schichtenverbund zur weiteren Ableitung der Kräfte in die unteren Schichten dient und die Schubverformung verhindert.

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung des **Verdichtungsgrads der Asphaltdeckschicht** (k_{ADS} in %) kann entweder anhand von vorliegenden Daten ermittelt oder unter Berücksichtigung des bauvertraglich erforderlichen Verdichtungsgrads, der Bedingungen beim Einbau und den zur Bauweise vorliegenden Erfahrungen geschätzt werden. Je geringer dabei die Breite der Verteilung ist, desto weniger schwankt die Verdichtung über die betrachtete Strecke. Aufgrund der Vorgabe eines Mindestmaßes für den Verdichtungsgrad ist zu erwarten, dass beim Einbau eine weitere

Verdichtung der Bereiche erfolgt (sofern noch möglich), für die im Zuge der Eigenüberwachung zunächst eine zu geringe Verdichtung festgestellt wurde. Dies gilt besonders, falls die Verdichtung auf das Mindestmaß und nicht einen höheren Wert ausgerichtet oder das Asphaltmischgut schwer verdichtungswillig und verdichtbar ist. Sofern keine Messdaten aus der Kontrollprüfung zur Auswertung und Ermittlung der Wahrscheinlichkeitsverteilung des Verdichtungsgrads zur Verfügung stehen, wäre für ihn daher nicht eine symmetrische Verteilung, sondern eine rechtsschiefe Verteilung anzunehmen. Wird im Mittel ein hinreichend höherer Verdichtungsgrad angestrebt oder ist das Asphaltmischgut gut verdichtbar, kann eher eine symmetrische Normalverteilung erwartet werden, da die gezielten Korrekturen mit weiterer Verdichtung entfallen.

Der **Hohlraumgehalt der Asphaltdeckschicht** ($H_{\text{bit,ADS}}$ in V.-%) ist aus den Messdaten der Kontrollprüfung zu entnehmen. Da der Hohlraumgehalt stark in Zusammenhang mit dem Verdichtungsgrad steht, sollte die Wahrscheinlichkeitsverteilung des Hohlraumgehalts in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad ermittelt und abgebildet werden. Andernfalls können bei der Berechnung von Größen, in die der Hohlraumgehalt und der Verdichtungsgrad einfließen, Kombinationen des Hohlraumgehalts und des Verdichtungsgrads entstehen, die zwar denkbar, aber in dem betrachteten Fall de facto nicht vorhanden sind. Sind keine Daten verfügbar, ist der mittlere Hohlraumgehalt unter Berücksichtigung der Asphaltart und -sorte festzulegen. Allgemein kann für die Asphaltdeckschicht im Mittel ein Hohlraumgehalt von etwa 3,75 V.-% angenommen werden [Bartolomaeus 2003].

Die **Schichtdicke der Asphaltdeckschicht** (d_{ADS} in mm) wird ebenfalls im Rahmen der Kontrollprüfung erfasst, sodass die Intervallgrenzen und die Wahrscheinlichkeitsverteilung anhand der Datenauswertung definiert werden können. Stehen keine Daten oder kein Erfahrungshintergrund zur Verfügung, könnte eine Normalverteilung angenommen werden, sofern der Einbau nahezu gleichmäßig erfolgt und so der Zustand an der Bohle nahezu konstant ist. Der Mittelwert wäre dann näherungsweise mit der Soll-Vorgabe bzw. einer dazu geringfügig reduzierten Dicke anzunehmen, da sich in Untersuchungen (vgl. Abschnitt 3.6.5) tendenziell geringere Einbaudicken gezeigt haben. Bei relativ geringen Einbaudicken (etwa 20 mm) ist hingegen eine Rechtsschiefe der Verteilung zu erwarten, weil zum einen die Einbaudicke aus bautechnischen Gründen nicht deutlich unterschritten werden sollte (und teilweise auch nur schwer unterschritten werden kann) und zum anderen auf die Einhaltung der geringen Einbaudicke verstärkt geachtet werden wird.

Das Wetter wird mit der Lufttemperatur und mit dem Bewölkungsgrad beschrieben, wobei hier der Bewölkungsgrad den Niederschlag mit einschließt. Die Skala für die **Lufttemperatur** (T_{Luft} in °C) muss sich über den gesamten möglichen Temperaturbereich (im Jahr bzw. im Betrachtungszeitraum) erstrecken. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung kann über die Auswertung der Lufttemperatur des gesamten Jahres bzw. Betrachtungszeitraumes angegeben werden. Der Zugriff auf die einzelnen Tageswerte bei der Berechnung der Spurrinnenbildung ist nicht erforderlich: Zum einen sind – außer bei extremen Wetterbedingungen – keine genaueren bzw. deutlich abweichenden Aussagen über die Spurrinnenbildung zu erwarten, wenn die tagesaktuelle Verkehrsbelastung und die Wetterdaten gezielt kombiniert werden, zum anderen besitzt bei hochbelasteten Straßen die Witterung insgesamt nur einen untergeordneten Einfluss auf die Veränderung der Zustandsgrößen (vgl. Abschnitt 2.2.2).

Der **Bewölkungsgrad** (Bewölkung, dimensionslos) wird ordinal skaliert mit den vier Ausprägungen sonnig, wechselnd, bewölkt und Regen. Diese Ausprägungen lassen sich aus dem meteorologischen Bewertungsmaßstab des Bedeckungsgrads mit folgenden Annahmen ermitteln: Mit dem Bedeckungsgrad wird in neun Stufen angegeben, wie stark die Bedeckung des Himmels zu dem Betrachtungszeitpunkt ist, von 0/8 wolkenlos bis 8/8 bedeckt (siehe [DWD 2009]). Diese neun Stufen werden für die Formulierung in DRAT zusammengefasst in den Ausprägungen sonnig, wechselnd und bewölkt (ohne Berücksichtigung der exakten meteorologischen Definition, siehe Tabelle 4.1). Für die Ausprägung Regen interessieren die Tage mit Regen, der aufgrund seiner Intensität oder Dauer eine länger anhaltende Veränderung der Asphaltdeckschichttemperatur herbeiführt. In der Meteorologie wird ein Regentag als solcher definiert, wenn mindestens 0,1 mm Niederschlag in 24 Stunden gemessen werden. Diese Menge ist für die beschriebene Perspektive nicht adäquat und wird für die Auswertung auf mindestens 3 mm Niederschlag in 24 Stunden

erhöht. (Zum Vergleich: Ein mäßiger Regen weist eine Intensität von etwa 0,5 bis 4 mm/h auf [DWD 2008]. Je länger der Regen dauert, desto geringer wird üblicherweise seine Intensität; ein ausgedehnter gleichmäßiger Niederschlag, der sogenannte Landregen, wird mit einer Intensität von mindestens 2 mm/h angegeben [Schertenleib, Egli-Broz 2003].) Da derartiger Regen überwiegend bei stärkerer Bedeckung fällt, werden die Regentage von dem Anteil der „bewölkten“ Tagen abgezogen (siehe Tabelle 4.1 und mit Daten für die Beispielstrecken Tabelle 4.3). Etwaiger Schneefall ist in den Daten der Niederschlagshöhe (der Schnee wird zur Angabe der Niederschlagshöhe geschmolzen) und somit in den Regentagen berücksichtigt. Die gegenüber dem Regen abweichende und gegebenenfalls längerfristige Auswirkung des Schneefalls auf die Temperatur der Asphaltdeckschicht wird als geringfügig eingestuft und wird daher nicht gesondert berücksichtigt.

Aus der Lufttemperatur und dem Bewölkungsgrad lässt sich die **Temperatur des Asphalts in der Asphaltdeckschicht** ($T_{A,ADS}$ in °C) ermitteln, die bei dem quantitativen Modell ergänzt wird, um darüber die Viskosität der Asphaltdeckschicht zu bestimmen. Der Bewölkungsgrad ist über eine **Hilfsgröße** ($hg_{Bewölkung}$ in °C), analog zur oben für den Zuwachsfaktor beschriebenen Alternative 2 zu berücksichtigen. Die Hilfsgröße beschreibt die Veränderung der Temperatur der Asphaltdeckschicht gegenüber der Lufttemperatur aufgrund der Sonneneinstrahlung (Erwärmung) bzw. des Regens (Abkühlung) (siehe Tabelle 4.1).

Bedeckungsgrad		Bewölkungsgrad	Hilfsgröße Bewölkungsgrad (Temperaturveränderung der ADS)
0/8	wolkenlos	sonnig	+ 3 bis + 7 °C
1/8	sonnig		
2/8	heiter	wechselnd	+ 1 bis + 3 °C
3/8	leicht bewölkt		
4/8	wolkig		
5/8	bewölkt	bewölkt	- 1 bis + 1 °C
6/8	stark bewölkt		
7/8	fast bedeckt		
8/8	bedeckt		
Niederschlagshöhe ≥ 3 mm		Regen	- 3 bis - 1 °C

Tabelle 4.1: Zuweisung der Verteilung der erfassten Wetterdaten zu den Ausprägungen der definierten Größe Bewölkungsgrad und der zugehörigen Hilfsgröße

Die Temperatur der Asphaltdeckschicht lässt sich dann mit folgender Formel berechnen:

$$T_{A,ADS} = T_{Luft} + hg_{Bewölkung} \quad (8)$$

Zur Bestimmung der **Viskosität des Bitumens in der Asphaltdeckschicht** (ADS_{visk} , dimensionslos) wird für die erste Modellierung eine qualitative Einstufung (gering, mittel, hoch) der Viskosität als ausreichend erachtet, wobei die Zuordnung der Ausprägungen auf den Gebrauchstemperaturbereich zu beziehen ist. Um die temperaturbedingte Schwankung zu berücksichtigen, muss die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Viskosität in Abhängigkeit der Temperatur der Asphaltdeckschicht angegeben werden. Die zur Berechnung der Viskosität des Bitumens existierende Potenzfunktion gilt nur für den höheren Temperaturbereich (von etwa 85 °C bis 190 °C), der für die Herstellung und den Einbau des Asphaltmischguts oder zum Ansprühen der Unterlage relevant ist. Für die Gebrauchstemperaturen (etwa -15 °C bis 50 °C) ist diese Funktion nicht geeignet.

Zusammen mit der bereits beschriebenen versteifenden Eigenschaft des Füllers lässt sich aus der Viskosität des Bitumens in der Asphaltdeckschicht die **Härte des Mörtels** ($MOE_{Härte}$, dimensionslos) ermitteln. Sie kann qualitativ als ordinal skalierte Größe mit den Ausprägungen weich, mittel und hart beschrieben werden. Der Einfluss des Füllers auf die Härte und somit die Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Viskosität des Bitumens in der Asphaltdeckschicht ist

abzuschätzen. Falls erforderlich und sinnvoll einzuschätzen können weitere Ausprägungen als die genannten definiert werden. Sollen in dem Modell verschiedene Füller oder Bitumen betrachtet werden, ist die Härte des Mörtels jeweils in Abhängigkeit von der Viskosität des Bitumens in der Asphaltdeckschicht und der versteifenden Eigenschaften des Füllers anzugeben. Damit die Härte des Mörtels bei der Berechnung der Verformung berücksichtigt werden kann, ist eine kardinal skalierte **Hilfsgröße** ($hg_{MOE,Härte}$) zu definieren. Die Intervallgrenzen sind im Hinblick auf die Auswirkung der Härte des Mörtels auf die Möglichkeit der Verformung der Asphaltdeckschicht zu wählen.

Die **Verformung der Asphaltdeckschicht infolge von Nachverdichtung** ($Verf_{nv}$ in mm), also nur bei gleichzeitiger Reduzierung des fiktiven Hohlraumgehalts und ebenso des Hohlraumgehalts durch weitere Verdichtung, ist abhängig von der Verkehrsbelastung, dem Verdichtungsgrad, der Härte des Mörtels (in der Formel mit der Hilfsgröße $hg_{MOE,Härte}$ berücksichtigt), dem verfügbaren Hohlraumgehalt, der Schichtdicke und grundsätzlich der Zusammensetzung und den Eigenschaften des verwendeten Asphaltmischgutes. Zur Abbildung des Verlaufs der vertikalen Verformung wird die e-Funktion aufgrund der Erläuterungen in Abschnitt 3.7.2 sowie der allgemein in den Abschnitten des Kapitels 3 dargestellten und in der Praxis bekannten Zusammenhänge und der theoretischen Betrachtung als geeignet angesehen. Die gewählte Grundform der Funktion lautet

$$f(x) = a \cdot (1 - e^{-b \cdot x}) \quad \text{für } x \geq 0. \quad (9)$$

In Bild 4.10 ist die Grundform dargestellt: Der Kurvenverlauf ist degressiv; im Ursprung beginnend steigt die Kurve zunächst nahezu linear an bis die Steigung abnimmt und der Funktionswert schließlich gegen einen Grenzwert konvergiert.

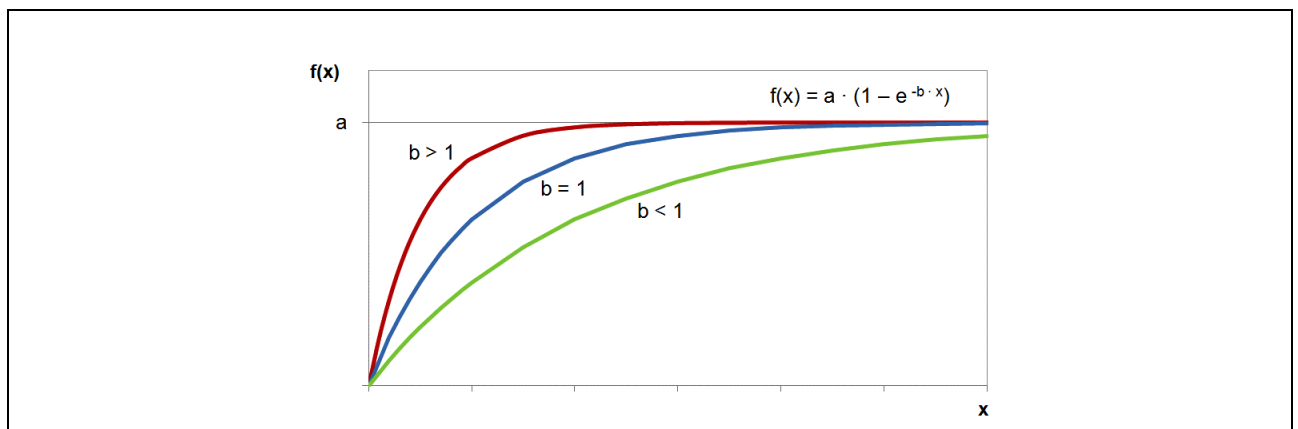


Bild 4.10: Allgemeiner Kurvenverlauf der e-Funktion zur Beschreibung der Verformung infolge von Nachverdichtung

Die Konstante a (in mm) definiert den Grenzwert. Für die Nachverdichtung ist der Grenzwert der Verformung grundsätzlich vorgegeben durch den Anteil der Schichtdicke der Asphaltdeckschicht (d_{ADS} in mm), der über die Differenz zwischen dem vorhandenen Hohlraumgehalt ($H_{bit,ADS}$ in V.-%) und einem durch die Nachverdichtung minimal möglichen Hohlraumgehalt (H_{min} in V.-%) berechnet werden. Der minimale Hohlraumgehalt gibt in Abhängigkeit von dem Asphaltmischgut den Hohlraumgehalt an, der aufgrund der Zusammensetzung des Asphaltmischguts (insbesondere der Korngrößenverteilung) für die Nachverdichtung unzugänglich ist und theoretisch stets in der Asphaltdeckschicht verbleibt.

$$a = d_{ADS} \cdot \frac{H_{bit,ADS} - H_{min}}{100\%} \quad (10)$$

Die Verformung infolge der Nachverdichtung kann folglich, da sie per Definition allein aus der Nachverdichtung der Asphaltdeckschicht resultiert, höchstens das Maß annehmen, das sich aus dem in der Schicht für die Nachverdichtung verfügbaren Hohlraumgehalt ergibt.

Die Variable der Grundform (x) entspricht der Verkehrsbelastung, da sie Voraussetzung für das Eintreten der Verformung ist.

Der dimensionslose Faktor b beeinflusst die Steigung der Tangente im Ursprung und damit die Annäherung an den Grenzwert (vgl. Bild 4.10). Ein bestimmtes Maß der Verformung infolge von Nachverdichtung wird somit bei $b > 1$ bereits bei einer geringeren Verkehrsbelastung erreicht als bei $b < 1$. Der Faktor b ergibt sich aus dem Produkt der im Folgenden dargestellten, die Nachverdichtung beeinflussenden Größen: dem Faktor r , der Härte des Mörtels und dem Verdichtungsgrad. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Werte der Größen stets größer Null sind.

Zunächst ist ein konstanter **Faktor r** für das Asphaltmischgut festzulegen, der bei durchschnittlicher Ausführung die grundsätzliche Neigung des Asphalts zur Nachverdichtung bei Verkehrsbelastung wiedergibt. Er entspricht somit einem Materialfaktor und charakterisiert, wie einfach oder schwer die Nachverdichtung des Asphalts durch Verkehr möglich. Seine Einheit ist $1/10\text{-t-AÜ}$. Als Maßstab für die Festlegung des Wert des Faktors kann die irreversible Verformung des Asphalts infolge einer Belastung betrachtet werden. In den Faktor r fließen unter anderem die Asphaltart und ihre Zusammensetzung mit den Gesteinseigenschaften, dem Größtkorndurchmesser und der Bitumenart und -sorte ein. Bei einer weiterführenden, detaillierten Betrachtung könnte der Faktor r in weitere Konstanten aufgeteilt werden, mit denen die genannten und in der Zusammensetzung des Asphalts zusammengefassten Größen einzeln betrachtet werden. Dabei wäre in weiteren Untersuchungen zu erforschen, wie die einzelnen Eigenschaften der Zusammensetzung mit dem Faktor zusammenhängen. Um die Homogenität der Asphaltdeckenschicht abzubilden, wäre der Faktor r nicht konstant zu wählen, sondern mit einer Wahrscheinlichkeitsverteilung zu hinterlegen. Da jedoch noch keine Erfahrung mit dem Faktor vorliegt, wird in diesem ersten Schritt des quantitativen Modells von einer Konstanten ausgegangen. Auch von einer Definition des Faktors als variable Größe in Abhängigkeit von zum Beispiel der Liegedauer aufgrund der Alterung (oder einer anderen Größe, analog zur oben für den Zuwachsfaktor beschriebenen Alternative 3) wird abgesehen; es wird vereinfachend angenommen, dass sich diese Eigenschaft über die Liegedauer nicht deutlich verändert.

Die Variabilität der möglichen Nachverdichtung durch eine verschiedene Härte des Mörtels und einen unterschiedlichen Verdichtungsgrad wird mit der separaten Abbildung dieser Größen in der Berechnungsformel berücksichtigt. Die Härte des Mörtels beeinflusst das Maß der möglichen Nachverdichtung; bei einer gegebenen Verkehrsbelastung wird ein harter Mörtel nur eine geringere Nachverdichtung zulassen als ein weicher Mörtel. Daher und da der Faktor r die durchschnittliche Neigung des Asphaltmischguts zur Nachverdichtung darstellt, muss die Hilfsgröße für die Härte des Mörtels ($hg_{MOE, Härte}$) für weiche Mörtel einen höheren Wert (> 1) aufweisen als für harte Mörtel (< 1). Für die Definition der Hilfsgröße ist die Wahl der Intervallgrenzen nach der oben für den Zuwachsfaktor beschriebenen Alternative 2 hinreichend, sofern nicht exakte Daten vorliegen, die eine Eingrenzung des Hilfswerts auf einen definierten Wert (analog zu Alternative 3) erfordern. Bei der Wahl der Intervallgrenzen sind die Werte im Hinblick auf die Veränderung der Verformungseigenschaft des Asphalts zu wählen: Welches Vielfache von der durchschnittlichen Verformung infolge von Nachverdichtung beträgt diese bei einem weichen oder härteren Mörtel?

Der Verdichtungsgrad beeinflusst ebenfalls die Möglichkeit der Nachverdichtung; bei einem geringen Verdichtungsgrad in der Asphaltdeckenschicht (k_{ADS} in %) wird eine höhere Nachverdichtung stattfinden als bei einem ausreichenden Verdichtungsgrad. Der „ausreichende“ Verdichtungsgrad (k^* in %) ist für das Asphaltmischgut festzulegen, gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Bauweise. Angesichts der Wirkungsrichtung des Faktors b ist für den Verdichtungsgrad der Kehrwert des Verhältnisses von dem in der Schicht erzielten Verdichtungsgrad zu dem ausreichenden Verdichtungsgrad, das heißt k^*/k_{ADS} , in der Formel einzusetzen; so sinkt der Wert des Faktors mit zunehmendem Verdichtungsgrad.

Die Größe Härte des Mörtels und Verdichtungsgrad führen gemeinsam zur Veränderung des durchschnittlichen Asphaltverhaltens (Faktor r). Um die unterschiedliche Stärke des Einflusses der beiden Größen abzubilden, wird das gewogene geometrische Mittel aus ihnen gebildet (siehe Abschnitt 4.2.1, Formel (3)). Die Gewichte spiegeln die Faktoren n_1 und n_2 wider:

$$b = r \cdot hg_{MOE, Härte}^{n_1/N} \cdot \left(\frac{k^*}{k_{ADS}} \right)^{n_2/N}, \text{ mit } N = n_1 + n_2. \quad (11)$$

Zusammengefasst resultiert aus den Zusammenhängen folgende Formel zur Berechnung der vertikalen Verformung:

$$Verf_{mv, ADS} = a \cdot \left(1 - e^{(-V_{bel} \cdot b)}\right) = d_{ADS} \cdot \frac{H_{bit, ADS} - H_{min}}{100\%} \cdot \left(1 - e^{\left(-V_{bel} \cdot r \cdot hg_{MOE, Härte}^{n_1/N} \cdot \left(\frac{k^*}{k_{ADS}}\right)^{n_2/N}\right)}\right), \text{ mit } N = n_1 + n_2. \quad (12)$$

Die im folgenden dargestellten Größen werden zur Berechnung der Schubverformung ergänzend zu einem Teil der bereits beschriebenen Größen benötigt. Wie bereits oben erwähnt, werden für die volumetrische Betrachtung bzw. Berechnung, die für die Ermittlung der Schubverformung erforderlich ist, weitere Größen gegenüber dem theoretischen Modell hinzugefügt.

Um den fiktiven Hohlraumgehalt berechnen und die Bitumenanreicherung bzw. den Hohlraumausfüllungsgrad abschätzen zu können, ist in dem quantitativen Modell die **Raumdichte am Marshall-Probekörper** ($\rho_{A,MPK}$ in g/cm³) als Größe zu ergänzen. Aus der Raumdichte am Marshall-Probekörper (MPK) und dem Verdichtungsgrad (k_{ADS} in %) kann die **Raumdichte der Asphaltdeckschicht** ($\rho_{A,ADS}$ in g/cm³) berechnet werden:

$$\rho_{A, ADS} = \frac{k_{ADS}}{100\%} \cdot \rho_{A, MPK} \quad (13)$$

Die Raumdichte am MPK lässt sich üblicherweise aus den Messdaten der Kontrollprüfung ermitteln. Sind keine Messdaten verfügbar, können Annahmen unter Berücksichtigung der Eignungsprüfung getroffen werden. Alternativ und sofern für die Raumdichte der Asphaltdeckschicht Daten vorhanden sind, kann die Raumdichte der Asphaltdeckschicht direkt definiert und die Größe Raumdichte am MPK entfernt werden.

Mit der Raumdichte des Asphaltmischguts in der Asphaltdeckschicht lässt sich unter Kenntnis oder Annahme der Rohdichte des Bitumens (ρ_B in g/cm³) aus dem Bitumengehalt in der Asphaltdeckschicht (B_{ADS} in M.-%) das **Bitumenvolumen in der Asphaltdeckschicht** ($B_{Vol,ADS}$ in V.-%) ermitteln:

$$B_{Vol, ADS} = \rho_{A, ADS} \cdot \frac{B_{ADS}}{\rho_B} \quad (14)$$

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung des **fiktiven Hohlraumgehalts der Asphaltdeckschicht** ($H_{Mbit,ADS}$ in V.-%) berechnet sich dann durch die Addition des Hohlraumgehalts ($H_{bit,ADS}$ in V.-%) und des Bitumenvolumens in der Asphaltdeckschicht ($B_{Vol,ADS}$ in V.-%, ohne Berücksichtigung der temperaturbedingten Volumenzunahme):

$$H_{Mbit, ADS} = H_{bit, ADS} + B_{Vol, ADS} \quad (15)$$

Der fiktive Hohlraumgehalt enthält indirekt den Einfluss der aus der Asphaltzusammensetzung grundsätzlich bedingten Verdichtungswilligkeit und der konzeptionell bestimmten Korngrößenverteilung. Die separate Abbildung dieser beiden Größen wird deshalb in dem ersten Schritt des quantitativen Modells und in dem Anwendungsbeispiel als vernachlässigbar betrachtet. Sollten sie später integriert werden, ist zu berücksichtigen, dass ihre Veränderung durch den Herstellungs- und Einbauprozess in Abhängigkeit der Gesteinseigenschaften (Schlagfestigkeit, Kantenfestigkeit) sowie durch die strukturelle Entmischung während des Transports gegenüber der Konzeption möglich ist.

Mit der Nachverdichtung werden der fiktive Hohlraumgehalt und der Hohlraumgehalt in einem entsprechenden Maß reduziert. Für die Berechnung ist in dem quantitativen Modell zunächst das **Maß der Reduzierung des Hohlraumgehalts infolge der Nachverdichtung** ($H_{nv,ADS}$ in V.-%) zu ermitteln. Diese Größe ist in dem quantitativen Modell gegenüber dem theoretischen Modell zu ergänzen und kann mit nahezu derselben Formel berechnet werden wie die Verformung infolge der Nachverdichtung, allein der Grenzwert ist anzupassen: Der Grenzwert der Funktion wird in dieser Betrachtung nur durch den Hohlraumgehalt bestimmt und nicht unter zusätzlicher Berücksichtigung der Dicke.

$$H_{nv, ADS} = (H_{bit, ADS} - H_{min}) \cdot \left(1 - e^{\left(-V_{bel} \cdot r \cdot hg_{MOE, Härte}^{n_1/N} \cdot \left(\frac{k^*}{k_{ADS}}\right)^{n_2/N}\right)}\right), \text{ mit } N = n_1 + n_2. \quad (16)$$

Zur Erläuterung der Werte in dem Exponent wird auf die Erläuterung der Formel (12) zur Berechnung der Verformung infolge von Nachverdichtung verwiesen.

Alternativ könnte die Reduzierung des Hohlraumgehalts aus den Ergebnissen der Verformung infolge von Nachverdichtung berechnet werden, da diese Verformung definitionsgemäß allein aus der Reduzierung des Hohlraumgehalts resultiert. Weil aber durch die Klassenbildung Informationen über die Verteilung der Ergebnisse der Verformung innerhalb der Klasse verloren gehen, wird die Berechnung der Reduzierung des Hohlraumgehalts infolge der Nachverdichtung mit der oben beschriebenen Formel bevorzugt.

Der **reduzierte fiktive Hohlraumgehalt in der Asphaltdeckschicht** ($H_{Mbit,red,ADS}$ in V-%) berechnet sich dann aus der Differenz zwischen dem zu Beginn der Nutzung vorhandenen fiktiven Hohlraumgehalt ($H_{Mbit,ADS}$ in V-%) und der Reduzierung des Hohlraumgehalts infolge der Nachverdichtung:

$$H_{Mbit,red,ADS} = H_{Mbit,ADS} - H_{nv,ADS} \quad (17)$$

Bei einer jahresbezogenen Betrachtung sind die Werte in Abhängigkeit von der Liegedauer zu ermitteln.

Der Hohlraumgehalt in der Asphaltdeckschicht wird wie beschrieben zum einen infolge der Nachverdichtung reduziert. Zum anderen variiert der Hohlraumgehalt aufgrund der **Volumenzunahme des Bitumens in der Asphaltdeckschicht** ($B_{Volz,ADS}$ in V-%) in Abhängigkeit von der Temperatur der Asphaltdeckschicht (T_{ADS} in °C). Die Volumenzunahme kann mit folgender Formel bestimmt werden:

$$B_{Volz,ADS} = (T_{ADS} - 25^{\circ}C) \cdot \alpha \cdot B_{Vol,ADS} \quad (18)$$

Der kubische Ausdehnungskoeffizient des Bitumens α wird mit 6,0 bis $6,2 \cdot 10^{-4}/^{\circ}C$ angegeben. Zwar gilt dieser Koeffizient nur für den Bereich von 15 bis 200 °C, als erste Näherung soll er jedoch für den gesamten Gebrauchstemperaturbereich verwendet werden. Es ist anzunehmen, dass bei niedrigeren Temperaturen als 15 °C der kubische Ausdehnungskoeffizient geringer ist als oben angegeben. Die Bezugstemperatur des kubischen Ausdehnungskoeffizienten beträgt 25 °C. Bei Temperaturen unterhalb von 25 °C ist das Ergebnis der Formel negativ, das Bitumen zieht sich zusammen. Oberhalb der Temperatur von 25 °C dehnt sich das Bitumen aus und das Ergebnis ist positiv.

Der **reduzierte Hohlraumgehalt in der Asphaltdeckschicht** ($H_{bit,red,ADS}$ in V-%) infolge der Nachverdichtung und der Volumenveränderung des Bitumens durch Einwirkung der Temperatur ist mit folgender Formel zu berechnen:

$$H_{bit,red,ADS} = H_{bit,ADS} - B_{Volz,ADS} - H_{nv,ADS} \quad (19)$$

Über das Verhältnis zwischen dem reduzierten Hohlraumgehalt und dem reduzierten fiktiven Hohlraumgehalt ist der **Hohlraumausfüllungsgrad** (HA in %) zu berechnen:

$$HA_{ADS} = \left(1 - \frac{H_{bit,red,ADS}}{H_{Mbit,red,ADS}} \right) \cdot 100\% \quad (20)$$

Mit dem Hohlraumausfüllungsgrad wird in dem quantitativen Modell abgebildet, ob die Hohlräume mit Bitumen gefüllt sind und so ein quasi-hydrostatischer Druck in der Asphaltdeckschicht herrscht, der die Stabilität des Korngerüsts beeinträchtigt. Der Hohlraumausfüllungsgrad nimmt Werte größer 100 % an, sobald der berechnete reduzierte Hohlraumgehalt kleiner Null und somit der fiktive Hohlraumgehalt komplett mit Bitumen ausgefüllt ist.

Die Spurrinnenbildung durch die **Schubverformung der Asphaltdeckschicht** ($Verf_{Schub,ADS}$ in mm) oder Verdrängung ist abhängig von der Verkehrsbelastung, dem Hohlraumausfüllungsgrad, dem Verdichtungsgrad, dem Schichtenverbund (in der Formel mit der Hilfsgröße für den Schichtenverbund hg_{sverb} abgebildet), der Schichtdicke (d_{ADS} in mm), dem Verhältnis zwischen Größtkorndurchmesser und Schichtdicke und grundsätzlich der Zusammensetzung sowie der Eigenschaften des verwendeten Asphaltmischgutes. Aus den in den Abschnitten des Kapitels 3,

besonders Abschnitt 3.7.2, dargestellten und in der Praxis bekannten Zusammenhängen sowie der theoretischen Betrachtung wird eine Geraden-Funktion mit der Grundform

$$f(x) = m \cdot x + c \quad \text{für } x \geq 0, \quad (21)$$

als geeignet zur Abbildung des Verlaufs der horizontalen Verformung angesehen. Jede Verkehrsbelastung (Variable x) führt zu einer plastischen Verformung, wobei das Maß der Verformung bei gleicher Verkehrsbelastung stets gleich ist. Findet keine Verkehrsbelastung statt, tritt keine Verformung ein, weshalb der Ordinaten-Abschnitt mit Null ($c = 0$) festgelegt ist.

Die Steigung der Geraden-Funktion wird mit dem Faktor m beschrieben und zur Berechnung der Schubverformung aus Gründen der Verständlichkeit in zwei Faktoren, m_1 und m_2 , aufgeteilt:

$$f(x) = m \cdot x = m_1 \cdot m_2 \cdot x \quad (22)$$

Für beide Faktoren gilt, dass sie größer Null sind, sodass die Steigung der Gerade positiv ist, wie in Bild 4.11 dargestellt. Mit dem Faktor m_1 wird die theoretische Dicke der Asphaltdeckschicht definiert, die gleichzeitig der theoretisch maximalen Schubverformung entspricht. Der Faktor m_2 beschreibt den plastischen Anteil der Verformung des Asphalts, der nach jeder einzelnen Verkehrsbelastung verbleibt. Das Maß der theoretischen Dicke der Asphaltdeckschicht m_1 wird festgelegt durch die Schichtdicke, den Hohlraumgehalt, einen Faktor u , der den Anteil der Schichtdicke beschreibt, der trotz weiterer Belastung nicht verdrängt werden kann, und einen Faktor v , der die seitliche Aufwölbung der Schubverformung berücksichtigt.

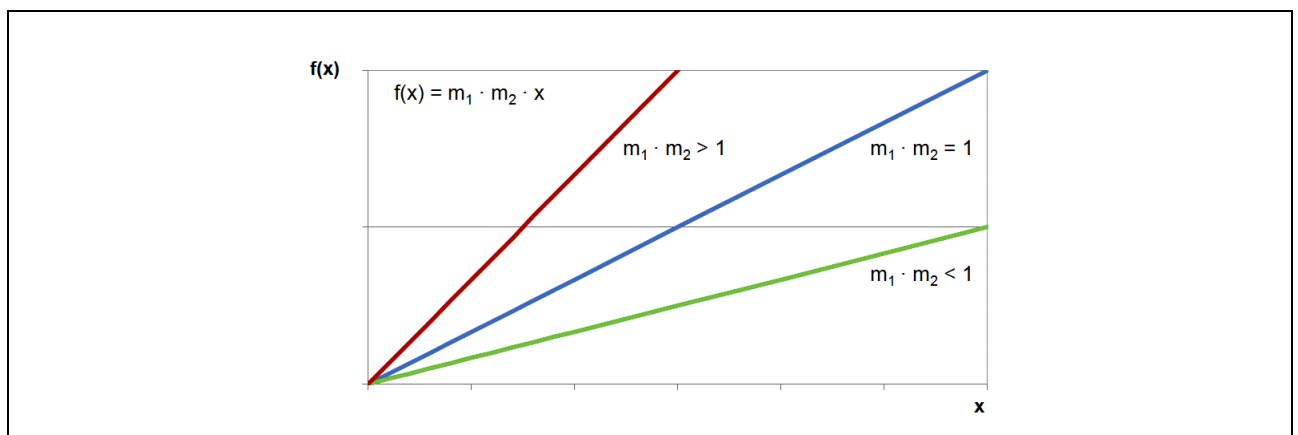


Bild 4.11: Allgemeiner Kurvenverlauf der Geraden-Funktion zur Beschreibung der Schubverformung

Die Schubverformung ist die Verdrängung des vorhandenen Materials. Die Dicke des vorhandenen Materials (m_d in mm) entspricht daher der Schichtdicke ohne den Anteil, der dem Hohlraumgehalt zuzuschreiben ist:

$$m_d = d_{ADS} \cdot \left(1 - \frac{H_{bit}}{100\%} \right) \quad (23)$$

Beschränkend wird angenommen, dass nicht das gesamte Material verdrängt werden kann; ein Teil des Materials im Bereich der Schichtgrenze wird auch bei weiterer Belastung aufgrund der Richtung der Belastung nicht seitlich verdrängt werden können. Dieser verbleibende Teil der Schichtdicke entspricht näherungsweise dem Größtkorndurchmesser und kann durch die Ausprägung des Schichtenverbunds (insbesondere die Verzahnung) variieren. Dieser Aspekt wird mit dem dimensionslosen **Faktor u** berücksichtigt, wobei der Faktor u den Anteil der Schichtdicke beschreibt, der verdrängt werden kann.

Charakteristisch für die Schubverformung ist die Aufwölbung seitlich der Spurrinne, die aus der Verdrängung des Materials resultiert. Die gemessene, tatsächliche Tiefe der Spurrinne infolge der horizontalen Verformung beträgt daher ein Vielfaches der Einsenkung (siehe Bild 4.12 und auch [Beckedahl 1988]). Diesem wird mit dem hier konstanten dimensionslosen **Faktor v** Rechnung getragen, der durch die Eigenschaften und die Zusammensetzung des Asphaltmischguts sowie den Verdichtungsgrad beeinflusst wird. Theoretisch kann der Faktor Werte zwischen 1 und 2 annehmen.

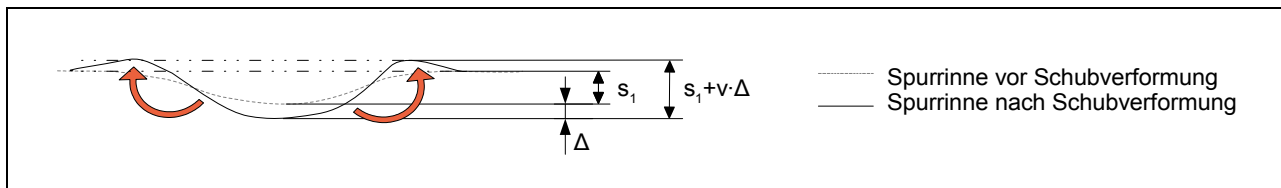


Bild 4.12: Darstellung der Bedeutung der Konstante a bei der Bildung der Spurrinne infolge von Schubverformung

Die Faktoren u und v werden in dem ersten Schritt des quantitativen Modells als Konstanten gewählt. Dies beruht auf der Annahme, dass sich die mit ihnen beschriebenen Eigenschaften nicht deutlich über die Fläche der Asphaltdeckschicht oder die Liegedauer verändern; die Konstante spiegelt daher einen geeigneten und aussagekräftigen Mittelwert der jeweiligen Eigenschaft unter Berücksichtigung der sie beeinflussenden Größe wider. Die Detaillierung der Faktoren wäre in weiteren Untersuchungen zu analysieren.

Die obigen Darstellungen zusammenfassend berechnet sich die theoretische Dicke m_1 mit:

$$m_1 = d_{ADS} \cdot \left(1 - \frac{H_{\text{bit}, ADS}}{100\%} \right) \cdot u \cdot v \quad (24)$$

Da die Faktoren, mit denen m_1 berechnet wird, unabhängig von der Liegedauer (und sonstigen Größen) sind, wird der Wert bzw. die Wahrscheinlichkeitsverteilung von m_1 für jede Verkehrsbelastung gleich sein (dies ist auch konsequent zur Definition von m_1). Bei der Berechnung der Schubverformung ist zu beachten, dass diese abzubrechen ist, sobald der Wert der Schubverformung den Wert von m_1 erreicht; definitionsgemäß kann die Schubverformung der Asphaltdeckschicht diesen Wert nicht überschreiten.

Der Faktor m_2 beschreibt den plastischen Anteil der Verformung des Asphaltmischguts. Wird der Wert von m_2 größer, verformt sich das Asphaltmischgut infolge der Belastung stärker und es kann folglich nur eine geringere Verkehrsbelastung bis zur definierten maximalen Schubverformung aufgebracht werden. Bei einem kleineren Wert von m_2 gilt der umgekehrte Fall. Der Wert von m_2 setzt sich zusammen aus einem Faktor, der das derartige Asphaltverhalten grundsätzlich beschreibt, und weiteren Faktoren, die die Einflüsse verschiedener Größen auf dieses Verhalten beeinflussen. Zu diesen Größen zählen der Verdichtungsgrad, die Härte des Mörtels, der Schichtenverbund, das Verhältnis der Schichtdicke zum Größtkorndurchmesser und der Hohlraumausfüllungsgrad.

Die grundsätzliche Neigung des Asphaltmischguts zur Schubverformung wird durch den konstanten **Faktor w** charakterisiert, die Einheit des Faktors ist $1/10\text{-t-AÜ}$. Als Maßstab dient der Anteil der Verformung, der nach einer Belastung als Schubverformung verbleibt. Der Faktor variiert unter anderem mit der Asphaltart und ihrer Zusammensetzung, dem Größtkorndurchmesser und der Bitumenart und -sorte. Bei einer weiterführenden, detaillierten Betrachtung (und dem Vergleich mit Untersuchungen in der Praxis) könnte der Faktor w in weitere Konstanten aufgeteilt werden, mit denen die genannten und in der Zusammensetzung des Asphalts zusammengefassten Größen einzeln berücksichtigt werden. Um eine inhomogene Ausprägung der Eigenschaft über die Asphaltdecke zu beschreiben, wäre der Faktor w nicht konstant zu wählen, sondern mit einer Wahrscheinlichkeitsverteilung zu hinterlegen. Da jedoch noch keine Erfahrung mit dem Faktor vorliegt, wird in diesem ersten Schritt des quantitativen Modells von einer Konstanten ausgegangen. Auch von einer Definition des Faktors als variable Größe in Abhängigkeit von der Liegedauer (oder einer anderen Größe, analog zur oben für den Zuwachsfaktor beschriebenen Alternative 3) wird hier abgesehen. Infolge der Verhärtung des Bitumens ist zum Beispiel ein geringer Wert des Faktors w wahrscheinlich, aber aufgrund von Mikrorissbildung ein höherer Wert. Diese Einflüsse und Zusammenhänge der Größe und Eigenschaften wären in weiteren Untersuchungen zu erforschen. Die Veränderung der möglichen Schubverformung durch die Berücksichtigung der folgenden Faktoren in der Berechnungsformel wird zunächst als hinreichend betrachtet.

Mit dem Verdichtungsgrad wird neben der Nachverdichtung auch die Möglichkeit der Schubverformung bestimmt. Hinsichtlich der Schubverformung wird bei einem höheren Verdichtungsgrad in der Asphaltdeckschicht (k_{ADS} in %), wenn das Korngerüst (noch) gut in sich abgestützt ist und das

seitliche Material entsprechenden Widerstand leistet, die Schubverformung stärker behindert als bei einem geringeren Verdichtungsgrad. Daher wird, wie bei der Verformung infolge von Nachverdichtung, der Verdichtungsgrad mit Bezug zum ausreichenden Verdichtungsgrad (k^* in %) in der Berechnungsformel berücksichtigt, wobei auch hier aufgrund der Wirkungsrichtung des Faktors m_2 der Kehrwert k^*/k_{ADS} anzuwenden ist. Der Wert des Faktors wird somit bei steigendem Verdichtungsgrad reduziert. Der „ausreichende“ Verdichtungsgrad ist wie bei der Verformung infolge von Nachverdichtung für das Asphaltmischgut festzulegen, gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Bauweise.

Die Härte des Mörtels beeinflusst, wie auch bei der Nachverdichtung, das Maß der Schubverformung. Ein durch einen harten Mörtel steifer Asphalt wird bei Belastung eine geringere Schubverformung aufweisen als ein Asphalt mit weichem Mörtel. Daher und weil der Faktor r die durchschnittliche Neigung des Asphaltmischguts zur Schubverformung widerspiegelt, muss die Hilfsgröße für die Härte des Mörtels ($hg_{MOE,Härte}$) bei weichem Mörtel einen Wert größer 1 besitzen und bei hartem Mörtel einen Wert deutlich kleiner 1 (jedoch größer Null). Der Einfluss der Härte des Mörtels auf die Möglichkeit der Nachverdichtung und der Schubverformung wird als vergleichbar angenommen, weshalb hier dieselbe Größe bei der Berechnung einbezogen wird. (Weitere Erläuterungen zu der Hilfsgröße sind daher den Ausführungen oben zu entnehmen.)

Ein starker und/oder großflächiger Schichtenverbund reduziert die Spurrinnenbildung (siehe Abschnitt 3.6.3) und somit das Maß der Schubverformung. Die Hilfsgröße für den Schichtenverbund (hg_{verb}) muss – unter Berücksichtigung der Wirkungsrichtung des Faktors m_2 – bei einem geringen Schichtenverbund einen höheren Wert aufweisen als bei einem starken Schichtenverbund. Da der Faktor w die grundsätzliche, durchschnittliche Neigung des Asphaltmischguts zur Schubverformung beschreibt, ist die Hilfsgröße für die Ausprägung bei geringem bis keinem Schichtenverbund mit einem Wert größer 1 zu belegen, bei einem starken bis sehr starken Schichtenverbund mit einem Wert deutlich kleiner 1 (jedoch größer Null). Wie bei der Hilfsgröße für die Härte des Mörtels ist mit dem Faktor auszudrücken, welchen vielfachen Wert der Verformung die entsprechende Ausprägung des Schichtenverbunds gegenüber einem mittleren Schichtenverbund herbeiführt. Sofern nicht exakte Daten zum Zusammenhang zwischen dem Schichtenverbund und der Schubverformung vorliegen, die eine Eingrenzung der Hilfswerte (analog zu Alternative 3 für den Zuwachsfaktor) erfordern, wird die Formulierung der Daten entsprechend Alternative 2 als ausreichend erachtet.

Die Möglichkeit der Schubverformung wird begünstigt, wenn die Gesteinskörner im Asphaltgemisch sich gut gegeneinander verschieben können. Neben den bereits indirekt im Faktor s berücksichtigten Gesteinseigenschaften (zum Beispiel Kornform, Bruchflächigkeit) und dem Verdichtungsgrad ist dies auch von der Schichtdicke (vgl. Abschnitt 3.6.5) bzw. dem Verhältnis der Schichtdicke zum Größtkorndurchmesser abhängig. Je höher das Verhältnis zwischen Schichtdicke und Größtkorndurchmesser ist, desto einfacher lassen sich die Gesteinskörner gegeneinander verschieben. Zur Normierung wird das tatsächliche Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis (g) des Asphaltmischguts auf ein empfohlenes Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis (g^*) bezogen. Entsprechend der Wirkungsrichtung des Faktors m_2 wird dieser Quotient einen Wert größer 1 aufweisen, falls das tatsächliche Verhältnis größer ist als das in der Praxis bekannte und empfohlene Verhältnis.

Bei einem zu hohen Hohlraumausfüllungsgrad wird das Korngerüst instabil. Bei Belastung wird daher eine höhere horizontale Verformung entstehen als bei dem empfohlenen Hohlraumausfüllungsgrad. Dies kann durch das Verhältnis zwischen vorhandenem und empfohlenem Hohlraumausfüllungsgrad abgebildet werden. Ein zu geringer Hohlraumausfüllungsgrad kann entweder aus einer zu geringen Verdichtung resultieren oder einem zu geringen Bitumengehalt. Ersteres wird in der Berechnung der Verformung infolge von Nachverdichtung berücksichtigt. Zweites wirkt weniger auf die Verformungseigenschaften (sofern der Mörtel keine lastabtragende Bedeutung hat), sondern beeinflusst die Wasserdurchlässigkeit sowie die Adhäsion und Kohäsion des Asphaltmischguts und so die Rissbildung und Entstehung von Kornausbrüchen.

Die Größen Verdichtungsgrad, Härte des Mörtels, Schichtenverbund, Hohlraumausfüllungsgrad und das Verhältnis der Schichtdicke zum Größtkorndurchmesser führen gemeinsam zur Veränderung des durchschnittlichen Asphaltverhaltens (Faktor w). Um die unterschiedliche Stärke der Einflüsse der Größen abzubilden, wird das gewogene geometrische Mittel aus ihnen gebildet (siehe Abschnitt 4.2.1, Formel (3)). Die Gewichte für den Einfluss der Größen spiegeln die Faktoren n_3 bis n_7 wider:

$$m_2 = w \cdot \left(\frac{k^*}{k_{ADS}} \right)^{n_3/N} \cdot (hg_{MOE,Härte})^{n_4/N} \cdot (hg_{sverb})^{n_5/N} \cdot \left(\frac{g_{ADS}}{g^*} \right)^{n_6/N} \cdot \left(\frac{HA_{ADS}}{HA^*} \right)^{n_7/N}, \text{ mit } N = n_3 + \dots + n_7. \quad (25)$$

Zusammengefasst resultiert aus den beschriebenen Zusammenhängen folgende Formel zur Berechnung der Schubverformung:

$$\begin{aligned} Verf_{Schub} &= m_1 \cdot m_2 \cdot x \\ &= d_{ADS} \cdot \left(1 - \frac{H_{bit,ADS}}{100\%} \right) \cdot u \cdot v \cdot w \cdot \left(\frac{k^*}{k_{ADS}} \right)^{n_3/N} \cdot (hg_{MOE,Härte})^{n_4/N} \cdot (hg_{sverb})^{n_5/N} \cdot \left(\frac{g_{ADS}}{g^*} \right)^{n_6/N} \cdot \left(\frac{HA_{ADS}}{HA^*} \right)^{n_7/N} \cdot Vbel \end{aligned} \quad (26)$$

mit $N = n_3 + \dots + n_7$ und für $Verf_{Schub} \leq m_1$

Die Berechnung der Schubverformung ist abzubrechen, wenn die berechnete Schubverformung den Wert des Faktor m_1 erreicht oder überschreitet (siehe oben). In diesem Fall ist $m_2 \cdot Vbel = 1$ und der Wert der Verkehrsbelastung entspricht der maximal möglichen Verkehrsbelastung.

Ein Überblick über die berücksichtigten, formulierten Größen und ihren Einfluss bei der Definition und Berechnung nachfolgender Größen ist in Anlehnung an das in Abschnitt 3.7.2 erstellte Modell in Bild 4.13 dargestellt. Es gelten dieselben Hinweise wie zur Modellformulierung (siehe Abschnitt 2.4).

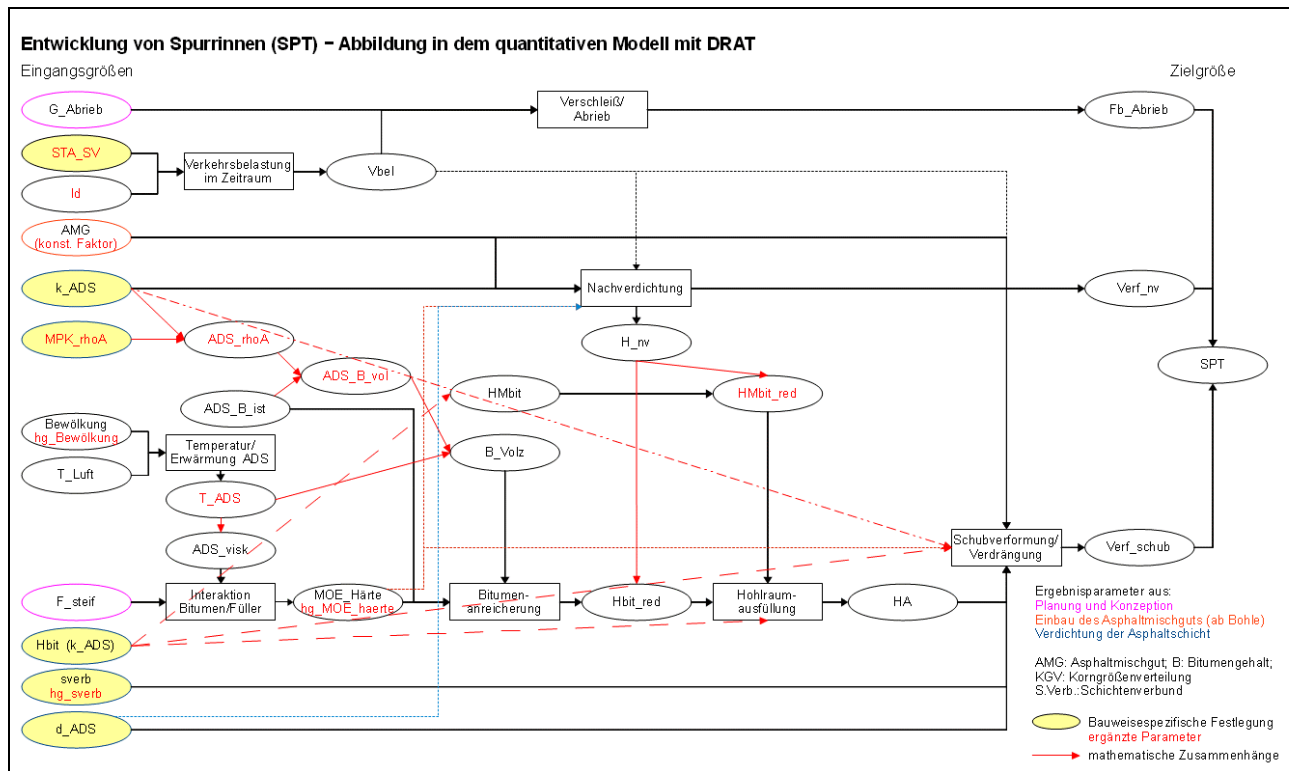


Bild 4.13: Abbildung der Entwicklung der Spurrinnentiefe mit den entsprechenden Größen in DRAT

4.3 Vorstellung und Ermittlung Daten der Beispielstrecken

4.3.1 Allgemeines

Allgemeines

Im Folgenden werden die Daten der Beispielstrecken erläutert, die zur Anwendung des im vorstehenden Abschnitt 4.2.2 theoretisch beschriebenen quantitativen Modells in diesem definiert werden. Diese Daten sind zum einen Zahlenwerte für die beschriebenen Faktoren und Konstanten, deren Festlegung auf den Erläuterungen in Kapitel 3 oder ergänzend herangezogenen Forschungsergebnissen basiert, zum anderen spezifische Daten der Beispielstrecken. Zunächst werden aufbauend auf den Erläuterungen zur Modell-Formulierung in DRAT (siehe Abschnitt 4.2.2) die quantitative Bestimmung der Größen, die dabei getroffenen Annahmen und gegebenenfalls die Datenerfassung für die Größen beschrieben, die von der Bauweise unabhängig sind. In dem Abschnitt 4.3.2 werden die für die konventionelle Bauweise spezifischen Größen ergänzt, in dem Abschnitt 4.3.3 die spezifischen Größen der Kompaktasphaltbauweise. In dem Abschnitt 4.4 erfolgt der Vergleich der ermittelten Spurrinnentiefen mit den im Rahmen der ZEB gemessenen Spurrinnentiefen auf den Beispielstrecken aus dem Jahr 2009. Darauf aufbauend werden in Abschnitt 4.5 die Annahmen in dem quantitativen Modell angepasst. Abschließend wird in Abschnitt 4.6 auf Basis der Erkenntnisse der vorherigen Abschnitte die Entwicklung der Spurrinnentiefe prognostiziert.

Da die Daten der ZEB im Sinne des Datenschutzes sensibel und dementsprechend zu handhaben sind, werden die gewählten Beispielstrecken anonymisiert und nur die für die Analyse und die Berechnungen notwendigen Daten beschrieben. Dabei steht dem Autor eine weitere Literaturquelle zur Verfügung, in der allgemeine Angaben zu den Strecken vorgestellt werden.

Die Beispielstrecken wurden zum einen vor dem Hintergrund der Möglichkeit des Vergleichs von zwei Bauweisen, der Herstellung einer Asphaltdeckschicht in konventioneller Bauweise einerseits und als Kompakte Asphaltbefestigung andererseits, und zum anderen unter Berücksichtigung der Datenverfügbarkeit gewählt. Durch diese Wahl der unterschiedlichen Bauweisen ist es jedoch für die Vergleichbarkeit der Ergebnisse beider Beispielstrecken und für eine systematische Vorgehensweise erforderlich, auch die Verformung der Asphaltbinderschicht zu berücksichtigen: Die Asphaltdeckschicht ist bei der Kompakten Asphaltbefestigung systembedingt auf 2 cm reduziert und somit 2 cm dünner (zugunsten der um 2 cm dickeren Asphaltbinderschicht) als die Asphaltdeckschicht der konventionellen Bauweise. Da die Spurrinnentiefe eine Oberflächeneigenschaft ist, die aber normalerweise (wenn auch zu einem geringen Anteil) gleichzeitig aus einer Verformung der Asphaltbinderschicht resultiert, und hier aufgrund der unterschiedlichen Schichtdicken vereinfachend eine gleichmäßige Verformung in der Asphaltbinderschicht nicht angenommen werden kann, muss für die Vergleichbarkeit der berechneten Ergebnisse die Verformung der Asphaltbinderschicht einbezogen werden. Würde nur die Verformung der Asphaltdeckschicht berechnet und verglichen werden, wäre allein aufgrund der geringeren Dicke der Asphaltdeckschicht der Kompakten Asphaltbefestigung und somit der geringeren Materialmenge eine geringere Verformung zu erwarten. Bei einer gleich dicken Asphaltdeckschicht hätte unter der Voraussetzung der gleichen Ausführung und Zusammensetzung der Asphaltbinderschicht ihre vergleichbare Verformung angenommen und daher bei dieser Betrachtung zunächst vernachlässigt werden können. Erfahrungsgemäß stammt die Verformung einer Spurrinne bei konventioneller Bauweise vorrangig aus der Asphaltdeckschicht und zu höchstens etwa einem Drittel aus der Asphaltbinderschicht; verschiedene Untersuchungen bestätigen die Erfahrung aus der Praxis, wobei der Anteil der Verformung der Asphaltbinderschicht an der gesamten Verformung häufig geringer als ein Drittel bis hin zu Null ist (siehe zum Beispiel [Beckedahl u.a. 1991], [Damm o.J.]).

Die Vorgehensweise zur Berechnung der Verformung der Asphaltbinderschicht erfolgt grundsätzlich analog zur Berechnung der Verformung der Asphaltdeckschicht und stützt sich ebenfalls auf das zuvor in Abschnitt 4.2.2 formulierte Modell; die Vorgänge bei der Verformung sind vergleichbar.

Unterschied ist aber zum einen, dass kein Fahrbahnabrieb stattfinden kann, und zum anderen, dass die Werte der Faktoren zum Teil abweichen. Die Ermittlung und Festlegung der bauweisespezifischen Daten ist – wie für die Asphaltdeckschicht – in den Abschnitten 4.3.2 für die konventionelle Bauweise und in Abschnitt 4.3.3 für die Kompaktasphaltbauweise erläutert. Die resultierende gesamte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke lässt sich mit der Überlagerung der berechneten Spurrinnentiefen aus der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht berechnen.

Die erstellten Programmdateien sind in dem Anhang 8.2 beispielhaft für die Berechnung der Verformung der Asphaltdeckschicht in konventioneller Bauweise für den Vergleich mit der im Rahmen der ZEB gemessenen Spurrinnentiefe enthalten.

Daten beider Beispielstrecken

Die Strecken liegen auf einer Bundesautobahn und wurden noch nach RStO 86/90 bemessen. Der gewählte Aufbau entspricht nach RStO 01 der Bauklasse I. Sie sind Teil einer größeren Baumaßnahme, die in den Jahren 1998 bis 2004 ausgeführt wurde. Dabei wurde die gesamte Befestigung neu hergestellt, sodass auch die Annahmen für die Modellierung – keine Schädigung und eine ausreichende Tragfähigkeit der darunter liegenden Schichten (siehe Abschnitt 3.2) – als gegeben betrachtet werden können. Beide Strecken wurden von demselben Bauunternehmen nahezu zeitgleich hergestellt. Dadurch kann angenommen werden, dass auf den beiden Baustellen ähnlich geschultes und qualifiziertes Personal und – bis auf die durch die Bauweise bedingt unterschiedlichen Maschinen – eine vergleichbare Maschinentechnik verfügbar war. Weiterhin lässt die zeitgleiche Herstellung die Annahme vergleichbarer Wetter-Bedingungen beim Einbau zu.

Zwischen der Fertigstellung und Verkehrsfreigabe der beiden Strecken liegt nur ein Monat. Die Strecke in konventioneller Bauweise wurde im April 2004, die Strecke mit Kompakter Asphaltbefestigung im Mai 2004 dem Verkehr frei gegeben. Der daraus resultierende einmonatige Unterschied in der Belastung aus Verkehr und Wetter wird daher vernachlässigt.

Die Strecken liegen in einem Gebiet in Deutschland, das nahezu eben ist und kaum Zwangspunkte aufweist. Daher sind die Steigungen gering und der Kurvenverlauf ausgewogen und relativ großzügig, sodass keine besonderen Schubbeanspruchungen in und quer zur Fahrtrichtung zu erwarten sind.

Die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke (DTV) wird aus den Daten der manuellen Verkehrszählung im Jahr 2005 [BASt 2010a], aus den automatischen Zählungen der Jahre 2005 bis 2008 [BASt 2010b] und mit Annahmen entsprechend RStO 01 ermittelt. Die Werte der Zählungen gelten für den gesamten Querschnitt der Straße und sind Durchschnittswerte eines Jahres. Bei der manuellen Zählung stehen exakt die DTV und der Schwerverkehrsanteil für die entsprechenden Strecken zur Verfügung. Die Zählstellen der automatischen Zählung liegen vor und hinter beiden Strecken, hier wird der Mittelwert der jährlichen Zunahmen des Schwerverkehrs der beiden automatischen Zählstellen berechnet und für die Strecken angenommen. Die Zunahme des Verkehrs in den Jahren 2004/2005 und ab 2008/2009 wird in Anlehnung an die RStO 01 mit 3 % angenommen. Für die Berechnung der durchschnittlichen Anzahl an Achsübergängen des Schwerverkehrs (DTA_{sv}) wird entsprechend RStO 01 der Achszahlfaktor $f_A = 4,2$ gewählt und so – nach der in Abschnitt 4.2.2 für die Berechnung der Verkehrsbelastung beschriebenen Alternative 4 – die über die jeweilige Liegedauer **summierte Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerverkehrs** (STA_{sv}) zum jeweiligen Betrachtungszeitpunkt berechnet. Als Betrachtungszeitpunkt wird jeweils das Ende (31.12.) eines Jahres festgelegt. Das Jahr 2004, in dem die Verkehrsfreigabe im April bzw. Mai erfolgte, wird der Einfachheit halber für beide Strecken zur Hälfte in der Berechnung berücksichtigt, da keine deutliche Veränderung des Ergebnisses bei einer Monats-genauen Angabe zu erwarten ist und zudem in den ersten Monaten eine geringere Belastung bis zur Akzeptanz und Nutzung der neuen Strecke durch die Bevölkerung wahrscheinlich erscheint.

Für die erste Betrachtung, den Vergleich der berechneten Ergebnisse mit den ZEB-Daten des Jahres 2009, wird nur die STA_{sv} bis zum Jahr 2009 benötigt. Für die weitere Betrachtung, die Prognose der Entwicklung der Spurrinnentiefe, ist darüber hinaus die STA_{sv} bis zum Jahr 2024 erforderlich. Der

Prognosezeitraum beträgt 20 Jahre, wobei zum Jahresende 2004 keine Betrachtung vorgenommen wird. Hintergrund der Begrenzung auf 20 Jahre sind die Angaben zur Lebensdauer einer Asphaltdeckschicht aus Splittmastixasphalt (siehe Abschnitt 2.2.3). Die Daten zur Berechnung der DTV_{SV} sowie der STA_{SV} und deren entsprechende Ergebnisse sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst (etwaige Differenzen sind auf die gerundete Angabe der DTV_{SV} zurückzuführen).

Liege- dauer	Betrachtungs- zeitpunkt (Stichtag 31.12.)	Zunahme des SV zum Vorjahr	Strecke konventionelle Bauweise		Strecke Kompaktasphaltbauweise	
			DTV_{SV} [Fz/24h]	STA_{SV} [AÜ]	DTV_{SV} [Fz/24h]	STA_{SV} [AÜ]
	2004 ^{*1}		2.617	2.006.295	2.922	2.239.966
1	2005	3 % ^{*2}	2.696 ^{*3}	6.139.263	3.010 ^{*3}	6.854.296
2	2006	9,8% ^{*4}	2.960	10.677.262	3.305	11.920.930
3	2007	9,8% ^{*4}	3.250	15.659.985	3.629	17.483.885
4	2008	2,1% ^{*4}	3.319	20.747.345	3.705	23.163.764
5	2009	3% ^{*2}	3.418	25.987.325	3.816	29.014.039
6	2010		3.521	31.384.506	3.931	35.039.823
7	2011		3.626	36.943.601	4.049	41.246.380
8	2012		3.735	42.669.470	4.170	47.639.133
9	2013		3.847	48.567.114	4.295	54.223.670
10	2014		3.963	54.641.688	4.424	61.005.742
11	2015		4.081	60.898.499	4.557	67.991.277
12	2016		4204	67.343.014	4693	75.186.377
13	2017		4330	73.980.865	4834	82.97.331
14	2018		4460	80.817.851	4979	90.230.613
15	2019		4594	87.859.947	5129	98.092.894
16	2020		4731	95.113.306	5283	106.191.043
17	2021		4873	102.584.266	5441	114.532.136
18	2022		5020	110.279.354	5604	123.123.463
19	2023		5170	118.205.295	5772	131.972.529
20	2024		5325	126.369.014	5946	141.987.967

Tabelle 4.2: Berechnung der Summe der Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerverkehrs in dem Betrachtungszeitraum auf der Strecke in konventioneller Bauweise und der Strecke in Kompaktasphaltbauweise

^{*1} Berücksichtigung nur der zweiten Jahreshälfte, keine Abbildung des Betrachtungszeitpunktes in DRAT

^{*2} Annahme entsprechend RStO 01 für Bundesautobahnen

^{*3} Daten aus manueller Zählung [BASt 2010a]

^{*4} Daten aus automatischer Zählung [BASt 2010b]

Die **Verkehrsbelastung** (V_{bel} in 10-t-AÜ, vgl. Formel (6)) kann aus der STA_{SV} (vgl. Formel (5)) mit

$$V_{bel,i} = STA_{SV,i} \cdot q_{Bm} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 = STA_{SV,i} \cdot 0,26 \cdot 0,45 \cdot 1 \cdot 1,02 = STA_{SV,i} \cdot 0,11934$$

berechnet werden, wobei die Faktoren q_{Bm} , f_1 , f_2 und f_3 entsprechend RStO 01 konstant gewählt werden. Da die Verkehrsbelastung in dieser Rechnung nur ein Vielfaches der STA_{SV} ist und aus technischen Gründen (lange Berechnungsdauern, vgl. Abschnitt 4.2.2) die Verkehrsbelastung bei der Prognose für jedes Jahr einzeln definiert werden muss, wird die Größe Verkehrsbelastung in

dem Modell direkt mit der zuvor entsprechend berechneten Verkehrsbelastung definiert. Die Intervallgrenzen werden daher für jedes Jahr und getrennt für die Bauweisen unter Berücksichtigung der vorliegenden Größenordnung der Verkehrsbelastung mit einer Genauigkeit von 1.000 10-t- AÜ gewählt. Dabei wird angenommen, dass die Verkehrsbelastung über das Jahr nahezu gleichmäßig verteilt ist.

(Bei einer geeigneten Weiterentwicklung des Berechnungsprogramms ließe sich, würde ein oder mehrere Faktoren variieren, der hier als konstant angenommen werden, die Verkehrsbelastung aus der STA_{SV} und diesen in Abhängigkeit der Liegedauer berechnen. Denkbar ist zum Beispiel, dass der Lastkollektivquotient mit der Änderung der Achslast des Güterverkehrs über den Betrachtungszeitraum oder der Fahrstreifenfaktor mit der Sperrung eines Fahrstreifens in einem Bereich aufgrund von Bauarbeiten unterschiedlich sind. Die Beschreibung der Faktoren ist dann nach Alternative 2 oder 3 (siehe Abschnitt 4.2.2) geeignet.)

Aufgrund der jahresbezogenen Definition der Verkehrsbelastung ist es nicht notwendig, die **Liegedauer** (ld) in DRAT abzubilden. (Grundsätzlich könnte sie ordinal skaliert werden, da sie nicht in die Berechnung einfließt. Aus diesem Grund wäre auch eine Definition ihrer Wahrscheinlichkeitsverteilung nicht erforderlich.)

Da die Strecken in einem nahezu ebenen Gebiet liegen und keine angrenzende Bebauung vorhanden ist, ist es nicht erforderlich Veränderungen des Wettereinflusses und Besonderheiten wie Schattenlage zu berücksichtigen.

Die Lufttemperatur und der Bewölkungsgrad werden für beide Strecken anhand von Daten bestimmt, die vom Deutschen Wetterdienst für eine zu den Strecken nahe gelegene Stadt verfügbar sind [DWD 2010]. Es werden die täglich erfassten Wetterdaten seit Verkehrsfreigabe verwendet und zusammengefasst ausgewertet. Für die **Lufttemperatur** wird das Tagesmittel der Lufttemperaturen (T_{Luft} in $^{\circ}C$, gemessen 2 m über dem Boden) betrachtet und den gewählten Klassen zugeordnet, siehe Bild 4.14.

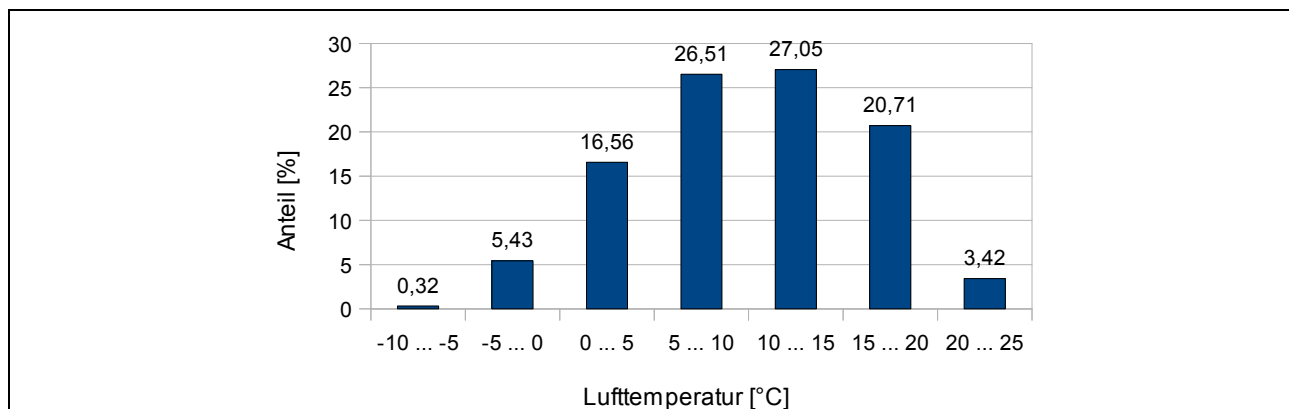


Bild 4.14: Verteilung der Lufttemperatur (Tagesmittel) für die Beispielstrecken im Zeitraum seit Fertigstellung

Der **Bewölkungsgrad** mit den Zuständen Regen, bewölkt, wechselnd und sonnig wird wie in Abschnitt 4.2.2 beschrieben zum einen über den täglichen mittleren Bedeckungsgrad bestimmt und zum anderen über die tägliche Niederschlagshöhe, siehe Tabelle 4.3.

Bei dem Bewölkungsgrad wird keine Abhängigkeit von den Lufttemperaturen definiert, obgleich – wie mit den Jahreszeiten bekannt – grundsätzlich ein Zusammenhang angenommen werden kann. Der Zusammenhang würde zu einer veränderten Wahrscheinlichkeitsverteilung der Temperatur in der Asphaltdeckschicht führen; für die Spurrinnenbildung wird jedoch – zumindest in dem Status, in dem sich die Formulierung des Modells in DRAT derzeit befindet, und angesichts der vorgesehenen Betrachtungsweisen – keine deutliche Veränderung des Ergebnisses erwartet. Die **Temperatur der Asphaltdeckschicht** (T_{ADS}) wird wie in Abschnitt 4.2.2 beschrieben aus der Summe der Lufttemperatur und der Hilfsgröße für den Bewölkungsgrad ($hg_{Bewölkung}$) berechnet. Die Skala erstreckt sich in Intervallen mit einer Breite von 5 K über den Bereich von $-15^{\circ}C$ bis $35^{\circ}C$.

	Anteil (erfasstes Tagesmittel)	Bewölkungsgrad	Wahrscheinlichkeitsverteilung
Bedeckungsgrad			
wolkenlos	7,3 %	sonnig	7,3 %
sonnig			
heiter	27,6 %	wechselnd	27,6 %
leicht bewölkt			
wolkig			
bewölkt	65,1 %	bewölkt	40,2 %
stark bewölkt			
fast bedeckt			
bedeckt			
Niederschlagshöhe		Regen	24,9 %
≥ 3 mm	24,9 %		

Tabelle 4.3: Zuweisung der Verteilung des Bedeckungsgrads und der Niederschlagshöhe zu den Zuständen der definierten Größe „Bewölkungsgrad“

Bei beiden Strecken wurde Splittmastixasphalt eingebaut. Aufgrund der verschiedenen Bauweisen unterscheiden sich zwar zum Beispiel der Größtkorndurchmesser und die Soll-Zusammensetzung der Asphaltmischungen. Für die im Folgenden beschriebenen Größen wird aber angenommen, dass diese bei beiden Asphaltdeckschichten gleich sind, da teilweise gleiche Rohstoffe verwendet wurden und die Asphaltart (mit ihren grundlegenden konzeptionellen Prämissen und Ideen) gleich ist.

Die Größe G_{Abrieb} zur Berechnung des **Abriebs an der Fahrbahnoberfläche** wird mit nur einer Klasse belegt, da angenommen wird, dass die Abriebeigenschaften der verwendeten Gesteine vergleichbar sind und das Abriebmaß aller Gesteine innerhalb der gewählten Intervallgrenzen liegt. Die Intervallgrenzen werden mit $0,8 \cdot 10^{-8}$ und $1,0 \cdot 10^{-8}$ mm/10-t-AÜ gewählt. Die Werte beruhen auf der Annahme, dass bei etwa 50 Mio. 10-t-AÜ, dies entspricht einer mittleren Belastung von Straßen der Bauklasse SV innerhalb von 30 Jahren, ein Abrieb der Fahrbahnoberfläche von 0,4 bis 0,5 mm zu verzeichnen wäre.

Die **Viskosität des Bitumens in der Asphaltdeckschicht** (B_{visk}) wird abhängig von der Temperatur der Asphaltdeckschicht definiert. Die Zuordnung der Viskosität weich, mittel und hart zu den Temperaturen der Asphaltdeckschicht ist unter Berücksichtigung des Gebrauchstemperaturbereichs zu wählen. Von -15 °C bis -5 °C wird eine vergleichsweise hohe Viskosität angenommen, von 10 °C bis 15 °C eine mittlere Viskosität und von 30 °C bis 35 °C eine geringe Viskosität. In den Zwischenbereichen wird die Viskosität anteilig zugeordnet (die Werte sind dem Anhang 8.3 zu entnehmen).

Die zur Ermittlung des Bitumenvolumens erforderliche **Rohdichte des Bitumens** ρ_B wird aufgrund von durchgeführten Rückrechnungen mit Daten der Beispilstrecken für die Asphaltdeckschicht mit $1,025\text{ g/cm}^3$ und für die Asphaltbinderschicht mit $1,020\text{ g/cm}^3$ angenommen. Der **kubische Ausdehnungskoeffizient** α , der zur Ermittlung der Volumenzunahme dient, ist in der Literatur allgemein mit $6,0$ bis $6,2 \cdot 10^{-4}/\text{°C}$ angegeben [Beecken u.a. 1994]. Für die Berechnungen im Rahmen der Beispilstrecken wird er mit $6,1 \cdot 10^{-4}/\text{°C}$ gewählt.

Die **Härte des Mörtels** wird nur in Abhängigkeit von der Viskosität des Bitumens in der Asphaltdeckschicht definiert. Die versteifenden Eigenschaften des Füllers, welche die Härte des Mörtels ebenfalls beeinflussen, werden bei beiden Beispilstrecken mit mittlerem Grad angenommen und bei der (manuellen) Definition der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Härte des Mörtels berücksichtigt: Bei einer geringen und mittleren Viskosität wird die Härte des Mörtels

aufgrund der Annahme der versteifenden Wirkung des Füllers anteilig erhöht, die hohe Viskosität wird einer „harten“ Härte des Mörtels gleichgesetzt.

Die **Hilfsgröße für die Härte des Mörtels** ($h_{g,MOE,Härte}$) fließt bei der Berechnung der vertikalen Verformung infolge der Nachverdichtung ($Verf_{ver}$) und der Reduzierung des Hohlraumgehalts infolge von Nachverdichtung (H_{nv}) ein. Dabei muss, wie in Abschnitt 4.2.2 beschrieben, einem harten Mörtel ein niedrigerer Wert zugewiesen werden, da er das Maß der vertikalen Verformung bei sonst gleichen Bedingungen reduziert. Weichem Mörtel muss ein Wert größer 1 zugeordnet werden, da die Grundbetrachtung für eine durchschnittliche Ausführung gilt und im Falle des weichen Mörtels das Maß der vertikalen Verformung erhöht wird. Die Intervallgrenzen der Hilfsgröße werden mit den Werten 0,2/0,6/1,3/1,9 gewählt, die Klassen sind in der Reihenfolge den Ausprägungen der Härte des Mörtels hart, mittel und weich zugeordnet.

Der konstante **Faktor r**, der ebenfalls für die Berechnung der vertikalen Verformung ($Verf_{ver}$) und der Reduzierung des Hohlraumgehalts infolge der Nachverdichtung (H_{nv}) benötigt wird, gibt die Neigung des Asphaltmischguts zur Nachverdichtung bei durchschnittlicher Ausführung an. Er wird aufgrund folgender Überlegung mit 0,000077 gewählt. Als Ausgangspunkt zur Bestimmung des Faktors dienen Untersuchungen an Asphaltdeckschichten aus SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70, die frisch eingebaut und auf etwa 25 °C abgekühlt waren [Ehrhardt 2007]. Bei diesen Untersuchungen wurden nach Belastung der Probeflächen mit einem modifizierten Leichten Fallgewichtgerät irreversible Verformungen von 0,025 bis 0,050 mm bei einer vertikalen Gesamtverformung von rund 0,8 bis 0,9 mm ermittelt. Der irreversible Anteil der Verformung entspricht im Mittel 3,7 %. Da diese Messungen zum einen jedoch kurz nach der Herstellung der Asphaltdeckschicht durchgeführt wurden, sodass eine Abkühlung unter die Mess- und Gebrauchstemperatur noch nicht stattfand und zum anderen in dem Asphalt der Beispielstrecken Polymermodifiziertes Bitumen verwendet wurde, ist die Viskosität des Bitumens und so die Steifigkeit des Asphalts bei den Messungen geringer (vgl. Abschnitt 3.6.2). Nach weiteren Untersuchungen ist zu erwarten, dass die Verformung nach ausreichender Abkühlung und zwischenzeitlichem Unterschreiten der Prüftemperatur etwa 73 % von der Verformung beträgt, die sofort nach Herstellung und Abkühlen auf 25 °C ermittelt wurde [Zander 2004]. (Zander führte die Untersuchung an AB 0/11 durch, doch für eine erste Näherung wird angenommen, dass sich dieses Ergebnis auf den vorliegenden Asphalt übertragen lässt. Aufgrund des unterschiedlichen Tragwirkungsprinzips von Asphaltbeton und Splittmastixasphalt wäre ein geringfügig höherer Wert für Splittmastixasphalt wahrscheinlich.) Die Viskosität von PmB 45 ist in Abhängigkeit von der Temperatur etwa 1,035- bis 1,136-mal höher als die Viskosität von Straßenbaubitumen 50/70 [Beecken u.a. 1994]; für den bei dieser Betrachtung relevanten Temperaturbereich ist der geringere Wert anzusetzen. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die Belastung des Asphalts bei der Untersuchung deutlich höher war, als sie für die Belastung durch Verkehr durchschnittlich anzunehmen ist. Der Kontaktdruck bei der Messung betrug etwa 5,4 N/mm², an den Reifen einer 10 t-Achse beträgt er etwa 1,25 bis 1,43 N/mm² (berechnet unter Berücksichtigung der Angaben und Ergebnisse in [Ehrhardt 2007] bzw. [Eisenmann, Hilmer 1986]). Demnach beträgt die Belastung durch Verkehr im Mittel etwa den 0,25-fachen Wert und führt somit durchschnittlich zu nur der 0,25⁴-fachen Beanspruchung (4.-Potenz-Regel, siehe Abschnitt 3.7.1) der Fahrbahnbefestigung. Zuletzt ist außerdem zu berücksichtigen, dass die gemessene irreversible Verformung aus sowohl vertikaler Verformung als auch Schubverformung besteht. Das Verhältnis der vertikalen Verformung zur Schubverformung wird mit Hilfe der Querdehnzahl abgeschätzt, die das Verhältnis der Querdehnung zur Längsdehnung angibt. Die Querdehnzahl ist abhängig von der Temperatur und kann für die Durchschnittstemperatur des Asphalts von 10 °C mit 0,24 berechnet werden [Witczak u.a. 2002]; auf die Definition der Querdehnzahl in Abhängigkeit von der Temperatur wird aus Gründen der Einfachheit in dem ersten Schritt der Modellanwendung verzichtet. Unter der Annahme, dass die Querdehnung mit der Schubverformung vergleichbar ist und diese unmittelbar auf die Verdrängung zurückzuführen ist, wird gefolgert, dass 24 % der Längsverformung der Schubverformung zuzuordnen ist und 76 % der Längsdehnung aus vertikaler Verformung stammt. Alle diese Aspekte zusammenfassend berechnet sich die auf die vertikale Verformung des betrachteten Asphalts übertragene irreversible Verformung mit

$$3,7\% \cdot 0,73 \cdot 1/1,035 \cdot 0,25^4 \cdot 0,76 = 0,0077\% = 0,000077.$$

Der Faktor wird für beide Beispielstrecken gleich gewählt, weil bei beiden Beispielstrecken Splittmastixasphalt mit der gleichen Bitumensorte verwendet wurde und Einflüsse auf den Faktor durch zum Beispiel den Größtkorndurchmesser als zunächst vernachlässigbar betrachtet werden. (Bei Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers wäre ein geringerer Wert für Asphaltmischgut mit einem kleineren Größtkorndurchmesser zu wählen; in einer Untersuchung ließ sich tendenziell eine geringere Spurrinnentiefe bei Verwendung von SMA 0/8 S gegenüber von SMA 0/11 S beobachten, bei dem Asphaltbinder zeigte sich kein Unterschied [Steinauer, Zimmermann, Schreyer 2004].)

Bei der Durchführung der ersten Berechnungen zeigte sich, dass die Größenordnung der Ergebnisse stimmig ist, wenn der Faktor r auf 1.000 10-t-AÜ der Verkehrsbelastung bezogen wird. Dies wird bei den durchgeführten und nachfolgend präsentierten Berechnungen berücksichtigt.

Der **minimale Hohlraumgehalt** (H_{\min} in V-%), der bei der Nachverdichtung aufgrund der Korngrößenverteilung des Asphaltmischguts nicht unterschritten werden kann, wird für den Splittmastixasphalt mit 1,0 V-% gewählt. Dieser Wert wird für die Asphaltmischungen beider Beispielstrecken verwendet, da in den ZTV Asphalt-StB 07 für SMA 11 S und SMA 8 S ebenso der gleiche Mindesthohlraumgehalt am Marshall-Probekörper (2,5 V-%) angegeben wird. Für das Asphaltmischgut der Asphaltbinderschicht wird aufgrund des größeren Größtkorns der minimale Hohlraumgehalt auf 2,5 V-% festgelegt (der minimale Hohlraumgehalt am Marshall-Probekörper beträgt für das Asphaltmischgut 3,5 V-%).

Die **Gewichte n_1 und n_2** zur Berücksichtigung des unterschiedlichen Einflusses der Härte des Mörtels und des Verdichtungsgrads werden aufgrund der Darstellungen in Kapitel 3 und besonders in Abschnitt 3.6.4 bestimmt. Demnach wird der Einfluss des Verdichtungsgrads auf die Verformung infolge von Nachverdichtung um den Faktor 2 höher ($n_2 = 2$) angenommen als der Einfluss der Härte des Mörtels ($n_1 = 1$).

Zur Bestimmung des **Faktors v** , mit dem bei der Berechnung der Schubverformung die seitliche Aufwölbung berücksichtigt wird, dienen Untersuchungsergebnisse über die Spurrinnenbildung [Eisenmann, Hilmer 1986]. Die Untersuchungen zeigten, dass die Höhe der seitlichen Aufwölbung bei einer Asphaltdeckschicht etwa 30 bis 50 % der Spurrinnentiefe (bezogen auf die anfängliche Höhe der Oberfläche) beträgt, sodass die messtechnisch erfassbare Spurrinnentiefe etwa bei dem 1,3- bis 1,5-fachen Wert der Einsenkung liegt. Dabei ist der geringere Wert zu Beginn der Spurrinnenbildung zu verzeichnen, wenn noch ein höherer Anteil der Spurrinnenbildung aus der Nachverdichtung folgt. Der Faktor v wird aufgrund fehlender detaillierter Kenntnisse unabhängig von der Liegedauer für die Asphaltdeckschicht mit dem Wert 1,4 festgelegt, dies entspricht dem Mittelwert dieser Untersuchung.

Für die Asphaltbinderschicht wird der Faktor v auf 1,2 reduziert. Beobachtungen in der Praxis und Untersuchungen (zum Beispiel [Beckedahl 1988]) über die Verformung der Asphaltbinderschicht zeigen, dass die Aufwölbung in der Asphaltbinderschicht in der Regel mindestens um die Hälfte geringer ist als die Aufwölbung der Asphaltdeckschicht. Demnach wird hier mit 20 % die Hälfte des für die Asphaltdeckschicht gewählten Maßes der seitlichen Aufwölbung von 40 % gewählt.

Der **Faktor w** charakterisiert die Neigung des Asphaltmischguts zur Schubverformung. Analog zu der Vorgehensweise und den Überlegungen zu der Bestimmung des Faktors r , jedoch unter Berücksichtigung des Anteils der Querdehnzahl, die mit der Schubverformung gleichgesetzt wird, wird der Faktor w mit dem Wert

$$3,7\% \cdot 0,73 \cdot 1/1,035 \cdot 0,25^4 \cdot 0,24 = 0,0023\% = 0,000023$$

festgelegt. Für die in den Beispielstrecken verwendeten Asphaltarten SMA 0/11 S und SMA 0/8 S wird angenommen, dass aufgrund derselben Asphaltart eine vergleichbare Konzeption und somit vergleichbare Eigenschaften der Asphaltarten gegeben sind. Der Einfluss des Verhältnisses der Schichtdicke zum Größtkorndurchmesser wird separat und bauweisenspezifisch betrachtet. Wie auch für den Faktor r zeigte sich bei der Durchführung der Berechnungen, dass die Größenordnung der Ergebnisse stimmig ist, wenn der Faktor w auf 1.000 10-t-AÜ der Verkehrsbelastung bezogen wird; dies wird bei der nachfolgenden Berechnungen und Darstellung der Ergebnisse berücksichtigt.

Für die Asphaltbinderschicht werden die Faktoren r und w jeweils um den Faktor 1,6 reduziert. Dies ist in der unterschiedlichen Steifigkeit der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht begründet, die aus der unterschiedlichen Zusammensetzung des Asphalts stammt (vgl. [Hürtgen 1982]); bei einem steiferen Asphalt wird die Neigung des Asphaltmischguts zur Nachverdichtung bzw. zur Schubverformung reduziert. Wird der E-Modul einer Asphaltdeckschicht aus Splittmastixasphalt mit dem E-Modul der Asphaltbinderschicht verglichen (hier werden Daten von [Beckedahl 2006] betrachtet), zeigt sich, dass der E-Modul der Asphaltbinderschicht rund den 1,3- bis 1,8-fachen Wert des E-Moduls der Asphaltdeckschicht aus Splittmastixasphalt aufweist. Die Spannweite ist auf unterschiedliches Bitumen und auf einen unterschiedlichen Verdichtungsgrad zurückzuführen. Bei Verwendung von PmB 25 H ist die Differenz größer als bei Verwendung von Bitumen 50/70. Der Einfluss des Verdichtungsgrads ist gegensätzlich: Während bei den Asphaltmischungen mit Bitumen 50/70 der Unterschied des E-Moduls mit zunehmendem Verdichtungsgrad steigt, reduziert sich der Unterschied des E-Moduls bei den Asphaltmischungen mit PmB 25 H. Die Wahl des Faktors 1,6 für die Modellanwendung stellt einen Mittelwert der Ergebnisse unter stärkerer Berücksichtigung der Ergebnisse der Asphaltmischungen mit Polymermodifiziertem Bitumen dar.

In der Praxis wird allgemein und aus Gründen der Verdichtung empfohlen, dass die Schichtdicke den 3- bis 4-fachen Wert des Größtkorndurchmessers beträgt. Daher wird das **empfohlene Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis** (g^*) mit 3,5 festgelegt. (Die Verbesserung des Verformungswiderstands durch eine geringere Schichtdicke spiegelt sich in einem geringen Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis wider und der Quotient g/g^* nimmt einen Wert kleiner 1 an.)

Der Schichtenverbund ist bei den Beispielstrecken aufgrund der unterschiedlichen Bauweise verschieden stark ausgeprägt. Dies wird mit der bauweisenspezifischen Wahrscheinlichkeitsverteilung abgebildet. Die Intervallgrenzen der **Hilfsgröße des Schichtenverbunds** werden jedoch gleich gewählt mit 0,1/0,4/0,7/1,2/1,6/1,9. Den entsprechenden Klassen sind die Ausprägungen sehr starker, starker, mittlerer, geringer und kein Schichtenverbund zugeordnet. Ein sehr starker Schichtenverbund könnte demnach die durchschnittliche Schubverformung der Asphaltdeckschicht – bei sonst gleichen Bedingungen – auf etwa 10 bis 40 % reduzieren. Bei fehlendem Schichtenverbund wird eine auf den 1,6- bis 1,9-fachen Wert erhöhte Verformung angenommen.

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Ausprägung des Schichtenverbunds zwischen Asphaltdeck und Asphaltbinderschicht wird für die Beispielstrecken aufgrund der verschiedenen Bauweisen unterschiedlich in den nachfolgenden Abschnitten definiert. Der Schichtenverbund zwischen Asphalttragschicht und Asphaltbinderschicht wird für beide Beispielstrecken gleich definiert: Der Schichtenverbund ist für 5 % der Fläche gering, für 50 % mittel und für 45 % stark. Der Grund für diese Annahme ist, dass der Schichtenverbund vorrangig auf die Verklebung zurückzuführen ist und die Verzahnung ausschließlich durch das Eindringen der Gesteinskörner der Asphaltbinderschicht in die Asphalttragschicht entsteht, da die Schichten heiß auf kalt hergestellt wurden.

Der **empfohlene Hohlraumausfüllungsgrad** (HA^*) lässt sich in Anlehnung an die in der Praxis bekannten Werte bestimmen: Für Splittmastixasphalt wird allgemein ein Hohlraumausfüllungsgrad von etwa 80 bis 82 % empfohlen, für Asphaltbinder etwa 58 bis 70 %, überwiegend jedoch höchstens 62 % (die höheren Werte gelten jeweils bei einem geringeren Hohlraumgehalt).

Für die aus Splittmastixasphalt hergestellte Asphaltdeckschicht beider Beispielstrecken wird ein empfohlener Hohlraumausfüllungsgrad von 81 % gewählt. Grundsätzlich aber ist die Bedeutung des Hohlraumausfüllungsgrads aufgrund des Tragwirkungsprinzips von Splittmastixasphalt von untergeordneter Bedeutung im Vergleich zu Asphaltbeton (und insbesondere dem hier nicht betrachteten Gussasphalt). Diesem wird Rechnung getragen, indem das **Gewicht n_7** für den Einfluss des Hohlraumausfüllungsgrads von dem Splittmastixasphalt bei der Berechnung der Schubverformung gering, mit $n_7 = 0,5$ gewählt wird.

Für die Asphaltbinderschicht wird der empfohlene Hohlraumausfüllungsgrad auf 62 % festgelegt. Das Gewicht n_7 wird gleich gewählt wie bei der Asphaltdeckschicht.

Die weiteren **Gewichte n_3 bis n_6** werden aufgrund der in Kapitel 3 beschriebenen Zusammenhänge und Untersuchungsergebnisse wie folgt angenommen: Der Verdichtungsgrad und die Härte des Mörtels wirken auf das Maß der Schubverformung gleichermaßen stark. Ferner beeinflussen sie die Schubverformung mehr als der Schichtenverbund und das Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis, die ebenfalls einen vergleichbaren Einfluss ausüben. Daher werden die Gewichte n_3 und n_4 für den Verdichtungsgrad und die Hilfsgröße der Härte des Mörtels mit dem Wert 2 gewählt, die Gewichte n_5 und n_6 für die Hilfsgröße des Schichtenverbunds und das Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis mit dem Wert 1.

4.3.2 Asphaltdecke in konventioneller Bauweise

Allgemeines

Der für die Modellanwendung ausgewählte Streckenteil in konventioneller Bauweise (heiß auf kalt) ist etwa 11 km lang. Die Asphaltdeckschicht war entsprechend den Soll-Vorgaben mit einer Dicke von 4 cm herzustellen. Die gesamte Fahrbahnbefestigung setzt sich wie in Bild 4.15 dargestellt aus Asphaltdeck-, Asphaltbinder- und Asphalttragschicht sowie einer Verfestigung mit hydraulischem Bindemittel zusammen.

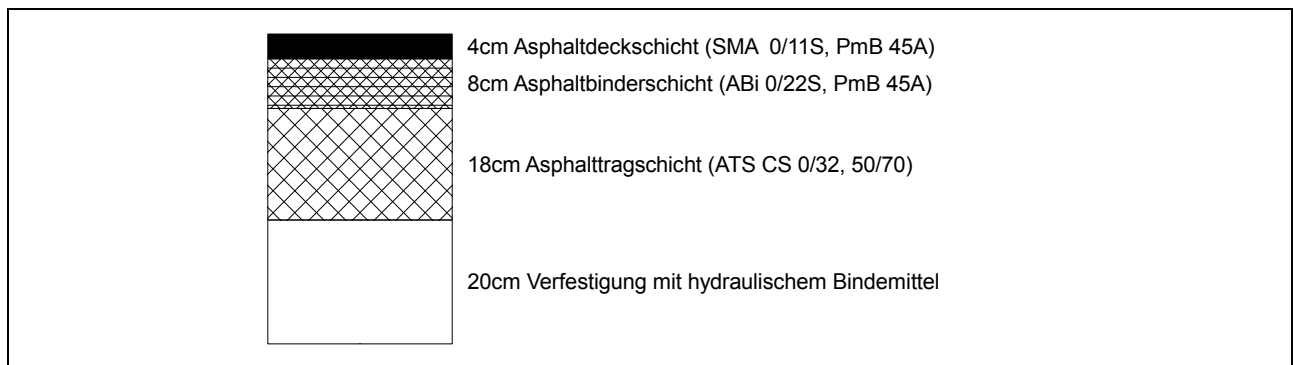


Bild 4.15: Schichtenaufbau der Strecke in konventioneller Bauweise

Der Einbau der Schichten erfolgte mit einem Fertiger auf voller Fahrbahnbreite. Um eine sichere Versorgung während des Einbaus mit Asphaltmischgut zu gewährleisten und das Asphaltmischgut zwischen zu speichern, wurden ein Beschicker und ein größerer Bunkerkübel eingesetzt.

Der Schichtenverbund wurde durch das Ansprühen jeder Asphaltschicht vor dem Einbau der nächsten Asphaltschicht mit Hilfe eines Rampenspritzgerätes mit einer Polymermodifizierten Bitumenemulsion (PmOB Art C2 U 60 K) erzielt. Die Ansprühmenge zwischen Asphaltbinder- und Asphaltdeckschicht betrug 200 g/m², zwischen Asphalttrag- und Asphaltbinderschicht 300 g/m² und lag somit im mittleren Bereich der Empfehlungen [M SNAR 98].

Daten der Asphaltdeckschicht

Die Asphaltdeckschicht besteht aus Splittmastixasphalt SMA 0/11 S (nach [ZTV Asphalt-StB 01]) mit PmB 45 A als Bindemittel. Die Zusammensetzung des Asphaltmischguts mit den für das Modell relevanten Größen ist Tabelle 4.4 zu entnehmen. Es sind sowohl die Soll-Werte aus der Eignungsprüfung als auch die in der Kontrollprüfung festgestellten Ist-Werte angegeben. Die Ergebnisse der Kontrollprüfung basieren auf 51 Einzelwerten.

Der Spalte „Festlegung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größe für die Abbildung in DRAT“ ist zu entnehmen, wie die Wahrscheinlichkeitsverteilung der jeweiligen Größe bestimmt wird.

Asphaltdeckschicht (Beispielstrecke in konventioneller Bauweise)	Soll (Eignungs- prüfung)	Ist (Kontrollprüfung)		Festlegung der Wahrscheinlichkeits- verteilung der Größe für die Abbildung in DRAT
		Mittelwert	Standard- abweichung	
Asphaltemischgut SMA 0/11 S				
Bitumengehalt B (M.-%)	6,5	6,23	0,14	Annahme Normalverteilung um den Mittelwert
Raumdichte am MPK (g/cm³)	2,407	2,41	0,01	Annahme Normalverteilung um den Mittelwert
Asphaltdeckschicht				
Verdichtungsgrad k (%)	–	100,5	0,49	reale Verteilung aus den Messdaten ermittelt
Hohlraumgehalt H _{bit} (V.-%)	3,5 (MPK)	2,8	0,73	reale Verteilung in Abhängigkeit von k aus den Messdaten ermittelt
Dicke der Asphaltdeckschicht (cm)	4,0	k.A.	k.A.	Annahme Normalverteilung um den Sollwert

Tabelle 4.4: Zusammensetzung des Asphaltemischguts SMA 0/11S und der eingebauten Asphaltdeckschicht in konventioneller Bauweise
MPK: Marshall-Probekörper; k.A.: keine Angabe

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größe **Bitumengehalt** in der Asphaltdeckschicht und **Raumdicke am Marshall-Probekörper** wird mit einer Normalverteilung (siehe die Erläuterungen in Abschnitt 4.2.1) und den in der Tabelle angegebenen Werten aus der Kontrollprüfung, Mittelwert und Standardabweichung, abgebildet. Dabei wird angenommen, dass die Schwankungen der Größe auf die zufälligen Abweichungen im Herstellungsprozess zurückzuführen sind; die systematische Abweichung bildet sich in der Differenz zwischen dem Mittelwert der Messdaten und den Vorgaben aus der Eignungsprüfung ab.

Anhand der Datenauswertung der Kontrollprüfungen wird die Verteilung des **Verdichtungsgrads** sowie die Verteilung des **Hohlraumgehalts in der Asphaltdeckschicht** in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad bestimmt. Die Ermittlung des Hohlraumgehalts in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad erfolgt, da der Hohlraumgehalt sehr eng mit dem Verdichtungsgrad verbunden ist und eine von diesem unabhängige Definition der Verteilung des Hohlraumgehalts zu einer deutlichen Verzerrung der Ergebnisse führen könnte. Bei der Auswertung der Daten im Hinblick auf die Wahrscheinlichkeitsverteilung werden für den Verdichtungsgrad und den Hohlraumgehalt je sechs Klassen unter Betrachtung des Mittelwerts und der Spannweite der Messwerte definiert (dabei bildet der Mittelwert den Grenzwert zwischen der dritten und vierten Klasse). Die Wahrscheinlichkeitsverteilung wird für diese Klassen anhand der Messdaten ermittelt.

Bei der Herstellung der Asphaltdeckschicht wurde entsprechend dem Regelwerk ein Verdichtungsgrad von mindestens 97 % gefordert. Dieser Wert wird für die konventionelle Bauweise als „**ausreichender**“ **Verdichtungsgrad** (k*) verwendet. Unterstützt wird dieser Grenzwert durch die verschiedenen Untersuchungsergebnisse, die ein ungünstigeres bzw. verbessertes Gebrauchsverhalten bei einem Verdichtungsgrad von unter bzw. über 97 % zeigten (vgl. Abschnitt 3.6.4).

Für die **Dicke der Asphaltdeckschicht** liegen keine Messdaten vor. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung wird daher mit folgenden Annahmen festgelegt: Es liegt eine Normalverteilung (vgl. Abschnitt 4.2.1) vor, deren Mittelwert der Soll-Vorgabe der Schichtdicke (40 mm) entspricht. Die Standardabweichung wird in Anlehnung an die in den ZTV Asphalt-StB genannte maximal zulässige Unterschreitung der Einbaudicke gewählt. Dabei wird angenommen, dass etwa 90 % der Werte der tatsächlichen Schichtdicke innerhalb des Bereichs von der zulässigen Unterschreitung der Soll-Dicke um 10 % (-4 mm) bis zu der Überschreitung um 10 % (+4 mm) liegen. Daraus lässt sich eine

Standardabweichung von rund 2,4 mm berechnen und die Klassengrenzen für die Wahrscheinlichkeitsverteilung lassen sich entsprechend der Erläuterungen in Abschnitt 4.2.1 festlegen.

Der **Schichtenverbund** entsteht bei der konventionellen Bauweise primär durch das Ansprühen der Unterlage mit Bitumenemulsion (siehe Abschnitt 3.6.3), die Verzahnung ist nur gering. Aufgrund dieser Herstellung und der Herstellung der Asphaltdeckschicht auf einer frisch eingebauten Asphaltbinderschicht wird für die Wahrscheinlichkeitsverteilung angenommen, dass die Hälfte der Fläche einen Schichtenverbund „mittlerer“ Ausprägung aufweist und 45 % der Fläche einen starken Schichtenverbund besitzt. Aufgrund von Verschmutzung oder unzureichenden Ansprühmengen wird 5 % der Fläche ein geringer Schichtenverbund zugewiesen.

Der **Faktor u**, der bei der Berechnung der Schubverformung den verdrängbaren Materialanteil beschreibt, wird für die konventionelle Bauweise wie folgt mit $0,775 (= (40 - 9)/40)$ bestimmt: Das Asphaltmischgut für die Asphaltdeckschicht wurde auf der gewalzten und erkalteten Unterlage eingebaut. Dabei wird davon ausgegangen, dass etwa 2 mm des Größtkorns (mit einem Durchmesser von 11 mm) im Bereich der Schichtgrenze in die Unterlage eingedrungen sind. Folglich wird im unteren Bereich der Asphaltdeckschicht auf einer Höhe von etwa 9 mm keine Verdrängung stattfinden, das heißt es kann nur $(40 - 9)/40$ der Soll-Schichtdicke (hier 40 mm) infolge der Schubverformung verdrängt werden.

Das **Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis (g)** wird anhand der Soll-Schichtdicke (d_{soll} in mm, hier 40 mm) und des Größtkorndurchmessers (D_G in mm, hier 11 mm) berechnet. Für die konventionelle Bauweise beträgt es $40/11 = 3,6$. Die Betrachtung der Soll-Schichtdicke dient zur Vereinfachung.

Daten der Asphaltbinderschicht

Die **Temperatur der Asphaltbinderschicht** wird unter Berücksichtigung bekannter durchschnittlicher Temperaturverläufe in der Asphaltbefestigung ([RDO Asphalt 09]) aus der oben beschriebenen Temperatur der Asphaltdeckschicht berechnet. Nach diesen bekannten Temperaturverläufen ist bei einer Temperatur an der Oberfläche der Asphaltdeckschicht von 10 °C über die gesamte Asphaltbefestigung die gleiche Temperatur vorhanden. Ist an der Oberfläche der Asphaltdeckschicht eine Temperatur von 32,5 °C vorhanden, wird die Temperatur in einer Tiefe von 4 cm um etwa 2 K geringer sein und bei einer Temperatur der Asphaltdeckschicht von -12,5 °C um etwa 2 K höher. Innerhalb dieser Spannweite kann der Verlauf der Temperaturdifferenz zwischen der Temperatur bei 4 cm Tiefe und der Temperatur an der Oberfläche linear angenähert werden. Daher wird für Berechnung der Temperatur der Asphaltbinderschicht für die konventionelle Bauweise folgende Formel erstellt:

$$T_{ABi} = 0,9 + 0,91 \cdot T_{ADS} = 0,9 + 0,91 \cdot (T_{\text{Luft}} + h g_{\text{Bewölkung}}) \quad (27)$$

Die aus der Belastung resultierende Spannung verändert sich über die Tiefe, sodass die Belastung der Asphaltbinderschicht aus der **Verkehrsbelastung** entsprechend anzupassen ist. In einer Tiefe von 4 cm bis 12 cm beträgt die Axialspannung im Mittel etwa 83,3 % und die waagerechte Normalspannung etwa 38,5 % der jeweiligen Spannung an der Fahrbahnoberfläche (Ablese Daten aus [Gerlach 1968]). Diese Spannungen bedingen wesentlich die Verformung infolge von Nachverdichtung bzw. die Schubverformung aus vertikaler Belastung, sodass unter Berücksichtigung der 4.-Potenz-Regel (siehe Abschnitt 3.7.1) die oben beschriebene Verkehrsbelastung entsprechend für die Berechnung der Verformungen in der Asphaltbinderschicht zu reduzieren ist. Daher wird bei der Berechnung der Verformungen infolge von Nachverdichtung die Verkehrsbelastung mit dem **Faktor p** = 0,833⁴ und bei der Berechnung der Schubverformung mit **q** = 0,385⁴ multipliziert.

Die Zusammensetzung des Asphaltmischguts mit den für das Modell relevanten Größen ist Tabelle 4.5 zu entnehmen. Es sind sowohl die Soll-Werte aus der Eignungsprüfung als auch die in der Kontrollprüfung festgestellten Ist-Werte angegeben. Die Ergebnisse der Kontrollprüfung basieren auf 48 Einzelwerten.

Asphaltbinderschicht (Beispielstrecke in konventioneller Bauweise)	Soll (Eignungs- prüfung)	Ist (Kontrollprüfung)		Festlegung der Wahrscheinlichkeits- verteilung der Größe für die Abbildung in DRAT
		Mittelwert	Standard- abweichung	
Asphaltemischgut ABi 0/22 S				
Bitumengehalt B (M.-%)	4,0	4,27	0,23	Annahme Normalverteilung um den Mittelwert
Raumdicke am MPK (g/cm³)	2,382	2,30	0,01	reale Verteilung in Abhängigkeit von k aus den Messdaten ermittelt
Asphaltbinderschicht				
Verdichtungsgrad k (%)	–	103,4	1,43	reale Verteilung aus den Messdaten ermittelt
Hohlraumgehalt H _{bit} (V.-%)	5,9 (MPK)	4,6	k.A.	Berechnung in Abhängigkeit von k
Dicke der Asphaltdeckschicht (cm)	8,0	k.A.	k.A.	Annahme Normalverteilung um den Sollwert

Tabelle 4.5: Zusammensetzung des Asphaltemischguts ABi 0/22 S und der eingebauten Asphaltbinderschicht in konventioneller Bauweise
MPK: Marshall-Probekörper; k.A.: keine Angabe

Wie bei dem Splittmastixasphalt der Asphaltdeckschicht wird für den **Bitumengehalt in der Asphaltbinderschicht** angenommen, dass dieser normalverteilt ist mit den in der Tabelle angegebenen Mittelwert und Standardabweichung aus den Daten der Kontrollprüfung.

Da in den verfügbaren Daten der **Hohlraumgehalt der Asphaltbinderschicht** nicht angegeben ist, wird dieser mit folgender Formel in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads ermittelt, um die Korrelation zwischen dem Hohlraumgehalt und dem Verdichtungsgrad weiterhin abzubilden:

$$H_{bit} = \left(1 - \frac{k \cdot \rho_{A, MPK}}{\rho_{R, bit}} \right) \cdot 100 \text{ V.-%} \quad (28)$$

wobei k der Verdichtungsgrad, $\rho_{A, MPK}$ die **Raumdicke am Marshall-Probekörper** und $\rho_{R, bit}$ die **Rohdichte des Asphaltemischguts** ist. Die beiden Raumdichten werden – wie der Hohlraumgehalt in der Asphaltdeckschicht – in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads aus den Daten der Kontrollprüfung ermittelt. Ihre Klassengrenzen bestimmen sich mit ihrem Mittelwert und der Standardabweichung. Dieser Schritt ist notwendig, um den Hohlraumgehalt der Asphaltbinderschicht in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads mit der obigen Formel berechnen zu können.

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung und die dazugehörigen Klassengrenzen des **Verdichtungsgrads** (k) werden analog zur Vorgehensweise bei der Asphaltdeckschicht anhand der Daten aus der Kontrollprüfung festgelegt.

Der **ausreichende Verdichtungsgrad** (k*) der Asphaltbinderschicht wird in Anlehnung an die Anforderungen im Regelwerk ebenfalls mit 97 % festgelegt.

Für die **Schichtdicke der Asphaltbinderschicht** sind wie bei der Asphaltdeckschicht keine Messdaten der Kontrollprüfung vorhanden. Daher wird analog die Annahme getroffen, dass 90 % der Werte die Soll-Schichtdicke von 8 cm um höchstens 10 % über- bzw. unterschreiten. Daraus lässt sich eine Standardabweichung von 4,7 mm berechnen; diese dient zur Formulierung der Klassengrenzen für die Wahrscheinlichkeitsverteilung entsprechend der Erläuterungen in Abschnitt 4.2.1.

Der **Faktor u**, der den verdrängbaren Materialanteil beschreibt, wird für die Asphaltbinderschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise mit 0,8 (= (80 - 16)/80) berechnet. Dabei besteht

die Annahme, dass bis zu 16 mm des Größtkorns der Asphaltbinderschicht mit einem Durchmesser von 22 mm in die Asphalttragschicht (ATS C S 0/32) eindringen können.

Das **Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis** (g) wird für die Asphaltbinderschicht anhand der Soll-Schichtdicke von 80 mm und des Größtkorndurchmessers von 22 mm ermittelt und beträgt 3,6.

4.3.3 Asphaltdecke in Kompaktasphaltbauweise

Allgemeines

Der für die Modellanwendung ausgewählte Streckenteil mit Kompakter Asphaltbefestigung ist rund 10 km lang. Die Kompakte Asphaltbefestigung wurde mit dem Kompaktasphalt-Fertiger hergestellt, sodass die Asphaltdeckschicht (aus Walzasphalt) und die Asphaltbinderschicht „heiß auf heiß“ unmittelbar hintereinander, das heißt ohne zwischenzeitliches Befahren der Asphaltbinderschicht, eingebaut wurden (siehe Bild 4.16).

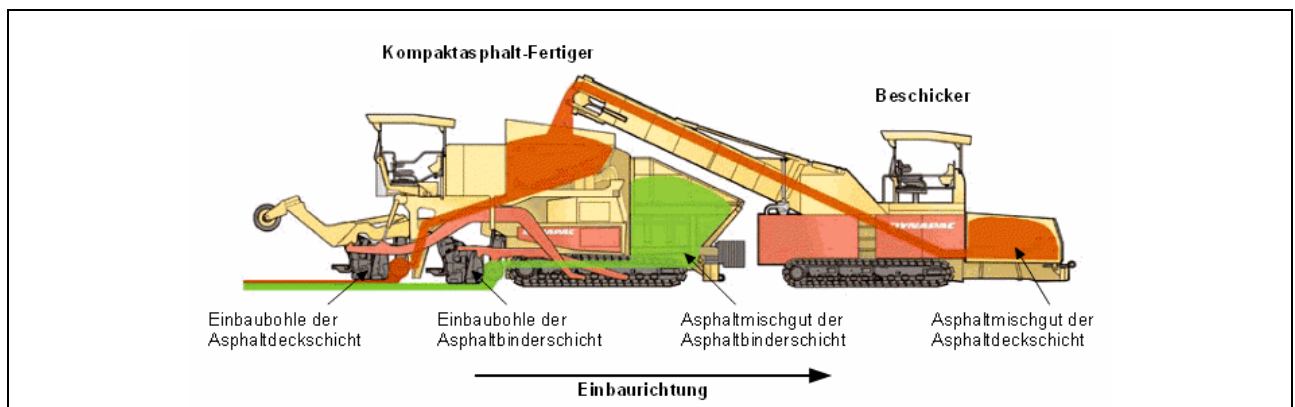


Bild 4.16: Schematische Darstellung des Kompaktasphalt-Fertigers mit Beschicker, bei Beschickung mit Asphaltdeckschichtmischgut (verändert nach [Dynapac 2010])

Der Kompaktasphalt-Fertiger besitzt dazu zwei Kübel, zwei interne Transporteinheiten und zwei Einbaubohlen. Zur Asphaltmischgutversorgung werden Beschicker eingesetzt, das Einsatzschema und die Anzahl der Beschicker können aufgrund der örtlichen Gegebenheiten und der Maschinen-Verfügbarkeit variieren. Bei der Beispieltrecke wurde ein Beschicker eingesetzt, dessen Abstand zum Fertiger je nach befördertem Mischgut für eine richtige Beschickung angepasst wurde. Bei der Beförderung von Mischgut der Asphaltdeckschicht war der Abstand geringer und das Material wurde in den hinteren Kübel transportiert (wie in Bild 4.16 dargestellt), bei der Beförderung des Mischguts der Asphaltbinderschicht war der Abstand größer, sodass das Material in den vorderen Kübel transportiert wurde. Mit der in Einbaurichtung vorderen Bohle wird die Asphaltbinderschicht eingebaut und hoch vorverdichtet. Die hintere Bohle dient zum Einbau der Asphaltdeckschicht.

Die Verdichtung der beiden Schichten mit Walzen erfolgt abschließend gemeinsam. Dadurch wird zum einen aufgrund der möglichen Verschiebung der Gesteinskörner beider Schichten gegeneinander eine sehr ausgeprägte Verzahnung des Schichtenverbunds erzeugt und zum anderen eine bessere Verklebung erzielt, weil beim Einbau die hohen Temperaturen im Bereich der Schichtgrenze über eine längere Dauer bestehen.

Mit dieser Bauweise ist eine größere Wärmekapazität bei der Verdichtung der Asphaltdeckschicht gegeben als mit der konventionellen Bauweise, sodass sich die verfügbare Zeitspanne zur Verdichtung im Vergleich vergrößert bzw. die bei der Verdichtung der Asphaltdeckschicht erforderliche Wärmekapazität nicht über eine entsprechende Masse des Asphaltdeckschichtmischguts erreicht werden muss. Dadurch ist es möglich, die Dicke der Asphaltdeckschicht auf 2,0 bis 2,5 cm zu reduzieren und gleichzeitig sowie einfacher einen höheren Verdichtungsgrad und einen verringerten Hohlraumgehalt in der Asphaltdeckschicht zu realisieren.

Infolge dieser Änderungen zeigt die Asphaltdeckschicht der Kompakten Asphaltbefestigung bzw. die Kompakte Asphaltbefestigung insgesamt ein besseres Gebrauchsverhalten, insbesondere mit einem höheren Verformungswiderstand bei Wärme (vgl. die Zusammenhänge und Hinweise in den Abschnitten 3.6.3, 3.6.4 und 3.6.5; weitere Informationen und Untersuchungen zu den Eigenschaften der Kompakten Asphaltbefestigung sind beispielsweise folgender Literatur zu entnehmen: [Schäfer, Rosauer 2007], [Böhm u.a. 2006], [AK Kompaktasphalt 2007]).

Der Einbau erfolgte bei der Beispielstrecke mit dem Kompaktasphalt-Fertiger auf voller Breite. Entsprechend dem System einer Kompakten Asphaltbefestigung wurde die Soll-Dicke der Asphaltdeckschicht auf 2,0 cm reduziert und die Soll-Dicke der Asphaltbinderschicht auf 10,0 cm erhöht, die Dicke der Asphalttragschicht ist gleich zu der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise (siehe Bild 4.17). Das Asphaltmischgut der Asphaltbinderschicht war nach denselben Vorgaben zusammensetzen wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise (die Eignungsprüfung war nur neueren Datums); für das Asphaltmischgut der Asphalttragschicht galt dieselbe Eignungsprüfung. Daher kann für die beiden Beispielstrecken ein grundsätzlich gleiches Verhalten der unteren Schichten angenommen werden.

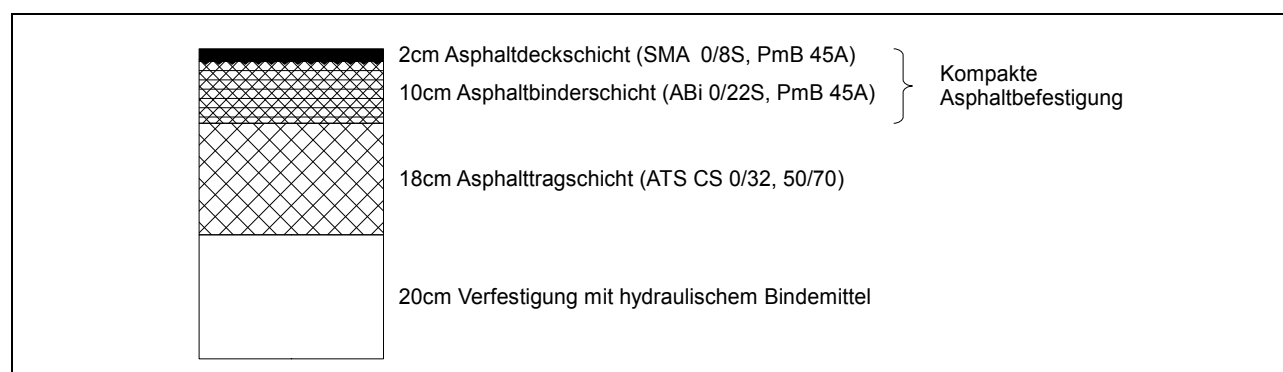


Bild 4.17: Schichtenaufbau der Strecke in Kompaktasphaltbauweise

Daten der Asphaltdeckschicht

Für die Asphaltdeckschicht wurde aufgrund der reduzierten Schichtdicke gegenüber der Strecke in konventioneller Bauweise eine abweichende Asphaltmischgutsorte mit geringerem Größtkorndurchmesser gewählt (SMA 0/8 S, nach [ZTV Asphalt-StB 01]). Als Bindemittel wurde ebenfalls PmB 45 A verwendet. Die Zusammensetzung des Asphaltmischguts mit den für das Modell relevanten Größen ist Tabelle 4.6 zu entnehmen. Es sind sowohl die Soll-Werte aus der Eignungsprüfung angegeben als auch die in der Kontrollprüfung festgestellten Ist-Werte. Die Ergebnisse der Kontrollprüfung basieren auf 50 Einzelwerten. Der Spalte „Festlegung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größe für die Abbildung in DRAT“ ist zu entnehmen, wie die Wahrscheinlichkeitsverteilung der jeweiligen Größe bestimmt wird.

Die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größen **Bindemittelgehalt** in der Asphaltdeckschicht und **Raumdicke am Marshall-Probekörper** wird analog zum Vorgehen bei der konventionellen Bauweise mit einer Normalverteilung (siehe die Erläuterungen in Abschnitt 4.2.1) und den in der Tabelle angegebenen Werten aus der Kontrollprüfung, Mittelwert und Standardabweichung, abgebildet. Wie bei der konventionellen Bauweise wird angenommen, dass die Schwankungen der Größen auf zufällige Abweichungen im Herstellungsprozess zurückzuführen sind; eine systematische Abweichung spiegelt sich in der Differenz zwischen dem Mittelwert der Messdaten und den Vorgaben aus der Eignungsprüfung wider.

Die Verteilung des **Verdichtungsgrads** sowie des **Hohlraumgehalts in der Asphaltdeckschicht** in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad wird anhand der Datenauswertung der Kontrollprüfungen bestimmt. Wie bei der konventionellen Bauweise werden auch hier für die Größe je sechs Klassen anhand des Mittelwerts und der Spannweite der Messwerte definiert (der Mittelwert bildet den Grenzwert zwischen der dritten und vierten Klasse). Die Wahrscheinlichkeitsverteilung wird für diese Klassen aus den Messdaten ermittelt.

Asphaltdeckschicht (Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise)	Soll (Eignungs- prüfung)	Ist (Kontrollprüfung)		Festlegung der Wahrscheinlichkeits- verteilung der Größe für die Abbildung in DRAT
		Mittelwert	Standard- abweichung	
Asphaltemischgut SMA 0/8 S				
Bitumengehalt B (M.-%)	7,1	6,92	0,12	Annahme Normalverteilung um den Mittelwert
Raumdicke am MPK (g/cm³)	2,380	2,41	0,01	Annahme Normalverteilung um den Mittelwert
Asphaltdeckschicht				
Verdichtungsgrad k (%)	–	99,4	0,80	reale Verteilung aus den Messdaten ermittelt
Hohlraumgehalt H _{bit} (V.-%)	4,0 (MPK)	3,14	0,72	reale Verteilung in Abhängigkeit von k aus den Messdaten ermittelt
Dicke der Asphaltdeckschicht (cm)	2,0	2,14	0,26	reale Verteilung aus den Messdaten ermittelt

Tabelle 4.6: Zusammensetzung des Asphaltemischguts SMA 0/8S und der eingebauten Asphaltdeckschicht in Kompaktasphaltbauweise
MPK: Marshall-Probekörper

Für die Herstellung der Asphaltdeckschicht wurde ein Verdichtungsgrad von mindestens 99 % gefordert, wie es in dem Merkblatt für den Bau Kompakter Asphaltbefestigungen [M KA 2001] beschrieben ist. Dieser Wert wird für die Kompaktasphaltbauweise als „**ausreichender Verdichtungsgrad** (k*)“ verwendet.

Für die **Dicke der Asphaltdeckschicht** der Kompakten Asphaltbefestigung liegen Messdaten aus der Kontrollprüfung vor. Wie schon bei der Festlegung der Klassengrenzen für beispielsweise den Verdichtungsgrad werden auch hier sechs Klassen unter Berücksichtigung des Mittelwerts und der Spannweite der Daten definiert und dafür die Wahrscheinlichkeitsverteilung ermittelt.

Der **Schichtenverbund** zwischen der Asphaltbinderschicht und der Asphaltdeckschicht wird bei der Kompaktasphaltbauweise sowohl durch die Verklebung als auch durch eine intensive Verzahnung beider Schichten gebildet. Da die Verzahnung wie beschrieben bei der Kompakten Asphaltbefestigung stärker ausgeprägt ist als bei konventioneller Bauweise und die Verklebung mindestens ein vergleichbares Maß aufweist, ist der Schichtenverbund insgesamt stärker. Für die Wahrscheinlichkeitsverteilung wird daher angenommen, dass der überwiegende Teil (85 %) der Fläche einen starken Schichtenverbund aufweist, bei 10 % der Fläche der Schichtenverbund nur mittlerer Ausprägung ist aufgrund von Unzulänglichkeiten in dem Einbau (zum Beispiel Verfügbarkeit des Asphaltemischguts) und 5 % der Fläche einen sehr starken Schichtenverbund besitzt.

Der **Faktor u**, der bei der Berechnung der Schubverformung den verdrängbaren Materialanteil beschreibt, wird für die Beispielstrecke in Kompakter Asphaltbauweise wie folgt mit 0,75 (= (20 - 5)/20) bestimmt: Das Asphaltemischgut für die Asphaltdeckschicht wurde auf der noch warmen und nicht gewalzten Unterlage eingebaut. Bei der gemeinsamen Verdichtung kann durch die Verschiebung der Gesteinskörner gegeneinander eine ausgeprägte Verzahnung entstehen. Es wird davon ausgegangen, dass durchschnittlich etwa 3 mm des Größtkorns (mit einem Durchmesser von 8 mm) im Bereich der Schichtgrenze in die Unterlage durchschnittlich eindringt. Folglich wird im unteren Bereich der Asphaltdeckschicht auf einer Höhe von etwa 5 mm keine Verdrängung stattfinden können, das heißt es kann nur (20 - 5)/20 der Schichtdicke infolge der Schubverformung verdrängt werden.

Das **Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis** (g) wird vereinfachend anhand der Soll-Schichtdicke (d_{soll} in mm, hier 20 mm) und des Größtkorndurchmessers (D_G in mm, hier 8 mm) berechnet. Für die Kompaktasphaltbauweise beträgt es $20/8 = 2,5$.

Daten der Asphaltbinderschicht

Die **Temperatur der Asphaltbinderschicht** wird wie bei der Asphaltbinderschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise unter Berücksichtigung bekannter durchschnittlicher Temperaturverläufe in der Asphaltbefestigung ([RDO Asphalt 09]) aus der oben beschriebenen Temperatur der Asphaltdeckschicht berechnet. Nach diesen bekannten Temperaturverläufen ist in einer Tiefe von 2 cm die Temperatur um etwa 1 K geringer, wenn die Oberfläche der Asphaltdeckschicht eine Temperatur von 32,5 °C aufweist. Bei einer Temperatur der Asphaltdeckschicht von -12,5 °C ist die Temperatur in 2 cm Tiefe etwa um 1 K höher. Innerhalb dieser Spannweite kann der Verlauf der Temperaturdifferenz zwischen der Temperatur bei 2 cm Tiefe und der Temperatur an der Oberfläche linear angenähert werden. Daher wird zur Berechnung der Temperatur der Asphaltbinderschicht für Kompaktasphaltbauweise folgender Formel festgelegt:

$$T_{ABi} = 0,4 + 0,96 \cdot T_{ADS} = 0,4 + 0,96 \cdot (T_{\text{Luft}} + hg_{\text{Bewölkung}}) \quad (29)$$

Die aus der **Verkehrsbelastung** resultierende Axialspannung beträgt in einer Tiefe von 2 cm bis 12 cm im Mittel etwa 85,8 % und die waagerechte Normalspannung etwa 47,8 % der jeweiligen Spannung an der Fahrbahnoberfläche (Ablesedaten aus [Gerlach 1968]). Analog zur Vorgehensweise bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise wird daher die oben in Abschnitt 4.3.1 beschriebene Verkehrsbelastung mit dem **Faktor p** = 0,8584 bei der Berechnung der Verformung infolge von Nachverdichtung der Asphaltbinderschicht und mit **q** = 0,4784 bei der Berechnung der Schubverformung der Asphaltbinderschicht multipliziert.

Die Zusammensetzung des Asphaltmischguts mit den für das Modell relevanten Größen ist Tabelle 4.7 zu entnehmen. Es sind sowohl die Soll-Werte aus der Eignungsprüfung als auch die in der Kontrollprüfung festgestellten Ist-Werte angegeben. Die Ergebnisse der Kontrollprüfung basieren auf 41 Einzelwerten.

Asphaltbinderschicht (Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise)	Soll (Eignungs- prüfung)	Ist (Kontrollprüfung)		Festlegung der Wahrscheinlichkeits- verteilung der Größe für die Abbildung in DRAT
		Mittelwert	Standard- abweichung	
Asphaltmischgut ABi 0/22 S				
Bindemittelgehalt B (M.-%)	4,0	4,02	0,21	Annahme Normalverteilung um den Mittelwert
Raumdicke am MPK (g/cm³)	2,382	2,31	0,01	Annahme Normalverteilung um den Mittelwert
Asphaltbinderschicht				
Verdichtungsgrad k (%)	–	102,2	1,04	reale Verteilung aus den Messdaten ermittelt
Hohlraumgehalt H _{bit} (V.-%)	5,9 (MPK)	6,1	0,90	reale Verteilung in Abhängigkeit von k aus den Messdaten ermittelt
Dicke der Asphaltdeckschicht (cm)	10,0	k.A.	k.A.	Annahme Normalverteilung um den Sollwert

Tabelle 4.7: Zusammensetzung des Asphaltmischguts ABi 0/22 S und der eingebauten Asphaltbinderschicht in Kompaktasphaltbauweise
MPK: Marshall-Probekörper; k.A.: keine Angabe

Für den **Bindemittelgehalt in der Asphaltbinderschicht** (B_{ABi}) und die **Raumdichte am Marshall-Probekörper** ($\rho_{MPK,ABi}$) wird angenommen, dass dieser normalverteilt ist mit den in der Tabelle angegebenen Werten aus der Kontrollprüfung, das heißt dem Mittelwert und der Standardabweichung.

Für den **Verdichtungsgrad** und den **Hohlraumgehalt der Asphaltbinderschicht** ($H_{bit,ABi}$) werden die Wahrscheinlichkeitsverteilung und die dazugehörigen Klassengrenzen des **Verdichtungsgrads** (k_{ABi}) analog zur Vorgehensweise bei der Asphaltdeckschicht anhand der Daten aus der Kontrollprüfung ermittelt. Dabei wird der Hohlraumgehalt der Asphaltbinderschicht aus dem gleichen Grund wie bei der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads bestimmt.

Der **ausreichende Verdichtungsgrad** (k^*) der Asphaltbinderschicht für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise wird in Anlehnung an die Anforderungen bei der Bauausführung und im Regelwerk [M KA 2001] mit 100 % festgelegt.

Für die **Schichtdicke der Asphaltbinderschicht** (d_{ABi}) liegen keine Ergebnisse aus der Kontrollprüfung vor. Daher wird wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise die Annahme getroffen, dass 90 % der Werte die Soll-Schichtdicke von 10 cm um höchstens 10 % über- bzw. unterschreiten. Daraus lässt sich eine Standardabweichung von 6,0 mm berechnen; diese dient zur Formulierung der Klassengrenzen für die Wahrscheinlichkeitsverteilung entsprechend der Erläuterungen in Abschnitt 4.2.1.

Der **Faktor u**, der den verdrängbaren Materialanteil beschreibt, wird für die Asphaltbinderschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise mit 0,84 ($= (100 - 16)/100$) berechnet. Dabei wird wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise angenommen, dass bis zu 16 mm des Größtkorns mit einem Durchmesser von 22 mm in die Asphalttragschicht (ATS C S 0/32) eindringen kann.

Das **Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis** (g) wird für die Asphaltbinderschicht anhand der Soll-Schichtdicke von 100 mm und des Größtkorndurchmessers von 22 mm ermittelt. Es beträgt 4,5.

4.3.4 Zusammenfassende Darstellung der Daten und Annahmen

Ein Überblick über die festgelegten Werte der Faktoren sowie die möglichen Ausprägungen der verschiedenen Größen und ihre ermittelten Wahrscheinlichkeitsverteilung, die nicht über die in Abschnitt 4.2.2 in den Formeln beschriebenen Zusammenhänge berechnet werden, ist in dem Anhang 8.3 enthalten.

4.4 Vergleich der berechneten Spurrinnentiefe mit Daten der ZEB

4.4.1 Allgemeines

Die realen Daten der Spurrinnentiefe der Beispielstrecken stammen aus der Zustandserfassung im Jahr 2009, also nach etwa fünfjähriger Belastung durch Wetter und Verkehr. Bei der Zustandserfassung werden jeweils 100 m-Abschnitte betrachtet, das heißt die verfügbaren Messdaten sind Mittelwerte von 100 Messungen im Abstand von 1 m. Bei der Zustandserfassung werden jeweils die linke und die rechte Rollspur in dem ersten Fahrstreifen (Hauptfahrstreifen) und in dem zweiten Fahrstreifen (Überholfahrstreifen) erfasst, für die Bewertung nach dem Schema der ZEB wird je Fahrstreifen nur der höhere Wert beider Rollspuren in einem Abschnitt verwendet.

Für den Vergleich mit den mit Hilfe von DRAT kalkulierten Daten war vorgesehen, die Ergebnisse beider Rollspuren des ersten Fahrstreifens beider Richtungen auszuwerten; für die Strecke in Kompaktasphaltbauweise wären dies 408 Messwerte und für die Strecke in konventioneller Bauweise 504 Messwerte. Dabei wurde angenommen, dass sich der Verkehr, insbesondere der Schwerverkehr, hauptsächlich auf dem ersten Fahrstreifen (Hauptfahrstreifen) befindet und dieser

dementsprechend der Fahrstreifen ist, für den die höchste Verkehrsbelastung erwartet werden kann, die mit der Größe Verkehrsbelastung auch in dem Modell enthalten ist. Die relative Häufigkeitsverteilung der Spurrinnentiefe auf den Beispielstrecken zeigt jedoch ein ungewöhnliches Bild (siehe Bild 4.18 und Tabelle 4.8), sodass aufgrund der nachfolgend dargestellten Betrachtungen und Überlegungen die Verteilungskurve der Messwerte des zweiten Fahrstreifens zum Vergleich mit den kalkulierten Daten herangezogen wird.

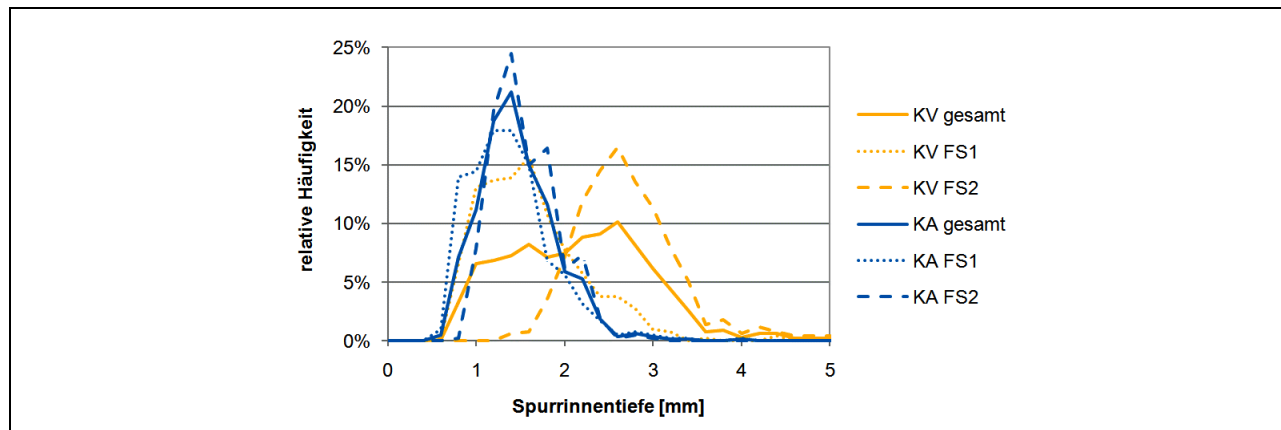


Bild 4.18: Relative Häufigkeitsverteilung der bei der ZEB 2009 ermittelten Spurrinnentiefe in den Rollspuren des ersten Fahrstreifens (FS1), des zweiten Fahrstreifens (FS2) und beider Fahrstreifen der Beispielstrecken in Kompaktasphaltbauweise (KA) und konventioneller Bauweise (KV)

Bild 4.18 zeigt die relativen Häufigkeitsverteilungen der Spurrinnentiefe auf den Beispielstrecken; sie sind jeweils für die Beispielstrecken in konventioneller Bauweise (KV) bzw. Kompaktasphaltbauweise (KA) unter Berücksichtigung der Daten der jeweiligen gesamten Strecke (gesamt), der Teilmenge der Daten des ersten Fahrstreifens (FS1) sowie der Teilmenge der Daten des zweiten Fahrstreifens (FS2) dargestellt. In Tabelle 4.8 sind die zugehörigen statistischen Kennwerte Mittelwert, Standardabweichung und minimale sowie maximale Spurrinnentiefe der beiden Beispielstrecken aufgeführt.

Bauweise	Fahrstreifen	Mittelwert [mm]	Standardabweichung [mm]	min. Wert [mm]	max. Wert [mm]
konventionell	gesamt	2,01	0,79	0,5	5,2
	erster Fahrstreifen	1,47	0,58	0,5	4,3
	zweiter Fahrstreifen	2,56	0,58	1,3	5,2
Kompaktasphalt	gesamt	1,32	0,43	0,5	3,8
	erster Fahrstreifen	1,24	0,48	0,5	3,8
	zweiter Fahrstreifen	1,41	0,37	0,7	2,9

Tabelle 4.8: Statistische Kennwerte der Spurrinnentiefe in den Rollspuren der Beispielstrecken

Die Spurrinnentiefe beider Fahrstreifen ist bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise deutlich höher (im Mittel 2,01 mm) als bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise (im Mittel 1,32 mm). Zudem ist die relative Häufigkeitsverteilung bei der konventionellen Bauweise breiter ($\sigma = 0,79$ mm) als bei der Kompaktasphaltbauweise ($\sigma = 0,43$ mm).

Ungewöhnlich erscheint es bei beiden Beispielstrecken, dass auf dem zweiten Fahrstreifen eine höhere Spurrinnentiefe ermittelt wurde als auf dem ersten Fahrstreifen; dies ist bei der konventionellen Bauweise deutlicher ausgeprägt als bei der Kompaktasphaltbauweise. Auch wenn die relative Häufigkeitsverteilung der Spurrinnentiefe separat für die Fahrtrichtung betrachtet wird (hier nicht abgebildet), ist dieses Phänomen vorhanden. Es wäre zu erwarten, dass auf dem ersten Fahrstreifen, auf dem für gewöhnlich die höhere Verkehrsbelastung auftritt, durchschnittlich eine höhere Spurrinnentiefe gemessen wird. Angaben über eine längerfristige einstreifige Verkehrsführung je Fahrtrichtung, zum Beispiel aufgrund von Baustellen, liegen für den betrachteten

Straßenabschnitt nicht vor. Auf eine unterschiedliche Ausführung der Asphaltsschichten ist dies nicht zurückzuführen, da alle Schichten über die gesamte Fahrbahnbreite hergestellt wurden.

Für den Vergleich der bei der ZEB ermittelten Daten mit den Daten, die mit dem quantitativen Modell prognostiziert werden, wird daher der offensichtlich stärker belastete zweiten Fahrstreifen herangezogen. In diesem Zusammenhang wird angenommen, dass die Messdaten in ihren Zahlenwerten grundsätzlich richtig sind (die Größenordnung ist plausibel) und keinen Messfehler enthalten, sodass sie als Soll-Vorgabe dienen können und auch angehalten werden. Weiterhin wird vorausgesetzt, dass die Verkehrsbelastung den Annahmen ungefähr entspricht.

Hinsichtlich einer zukünftigen Anwendung des Modells wird daher empfohlen, genau zu ermitteln, welche Verkehrsbelastung vorliegt und wie sich diese auf den Fahrstreifen verteilt. Falls erforderlich wäre der Verkehrsbelastung dann auch eine differenzierte Wahrscheinlichkeitsverteilung zu hinterlegen, die die Verteilung des Verkehrs auf den verschiedenen Fahrstreifen abbildet. Vorteil davon wäre außerdem, dass die Entwicklung der Spurrinnentiefe für beide Fahrstreifen separat prognostiziert werden kann.

Für die Liegedauer von fünf Jahren wurde nach den oben erläuterten Daten eine Verkehrsbelastung zwischen 3.101.000 und 3.102.000 10-t-AÜ bei der Strecke in konventioneller Bauweise kalkuliert und zwischen 3.462.000 bis 3.463.000 10-t-AÜ bei der Strecke in Kompaktasphaltbauweise (berechnet aus der Summe der Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerverkehrs). In den folgenden Abschnitten werden die mit dem quantitativen Modell unter Anwendung der in Abschnitt 4.2 und 4.3 angenommen bzw. ermittelten Zusammenhänge, Ausprägungen und Wahrscheinlichkeitsverteilungen berechneten Daten getrennt für jede Bauweise mit den im Rahmen der ZEB gemessenen Daten verglichen.

Hinsichtlich der Darstellung der Ergebnisse in den nachfolgenden Bildern sei darauf hingewiesen, dass im Sinne der Übersichtlichkeit die Darstellung der Ergebnisse als Liniendiagramm der kumulierten Wahrscheinlichkeit und nicht – wie bei Klassenbildung üblich – als Histogramm erfolgt. Dabei wird angenommen, dass in den einzelnen Klassen die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten einer Ausprägung gleich verteilt ist.

4.4.2 Konventionell hergestellte Asphaltdecke

Die Ergebnisse der Berechnungen für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise mit den beschriebenen Annahmen und Zusammenhängen sind nachfolgend in Bild 4.19 bis Bild 4.22 dargestellt.

In Bild 4.19 ist in dem oberen Diagramm zu erkennen, wie sich die Spurrinnentiefe der konventionell hergestellten Asphaltdeckschicht aus dem Abrieb der Fahrbahn, der Verformung infolge von Nachverdichtung und der Schubverformung zusammensetzt. Die berechnete Spurrinne der Asphaltdeckschicht weist im Mittel eine Tiefe von 2,70 mm auf. Wie zu erwarten ist der Fahrbahnabrieb sehr gering und beträgt im Mittel 0,04 mm. Die Verformung infolge von Nachverdichtung führt im Mittel zu einer Spurrinnentiefe von 0,15 mm und die Schubverformung im Mittel zu einer Spurrinnentiefe von 2,52 mm. Die Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht ist damit fast ausschließlich auf die Schubverformung zurückzuführen, angesichts der hohen Verdichtungsgrade in der Asphaltdeckschicht (durchschnittlich 100,5 %) ist dies plausibel. (Die Differenz zwischen der Summe der Mittelwerte der einzelnen Komponenten einer Spurrinne und dem Mittelwert der resultierenden Spurrinnentiefe ist hier sowie auch in den folgenden Fällen auf die Klassenbildung zurückzuführen.)

Die Verformung der Asphaltbinderschicht (siehe das mittlere Diagramm in Bild 4.19) ist gering, insgesamt beträgt die Spurrinnentiefe im Mittel 0,23 mm und ist fast zu gleichen Teilen auf die Verformung infolge von Nachverdichtung (0,16 mm) und Schubverformung (0,10 mm) zurückzuführen. Die höhere Bedeutung der Nachverdichtung für die Verformung der Asphaltbinderschicht im Vergleich zu ihrer Bedeutung bei der Verformung der Asphaltdeckschicht ist zum einen in dem unterschiedlichen Verlauf der Axialspannung und der Schubspannung über die Tiefe der Asphalt-

befestigung begründet und zum anderen in der größeren Dicke der Asphaltbinderschicht und damit verbunden dem insgesamt höheren Anteil des zur Nachverdichtung verfügbaren Hohlraumgehalts.

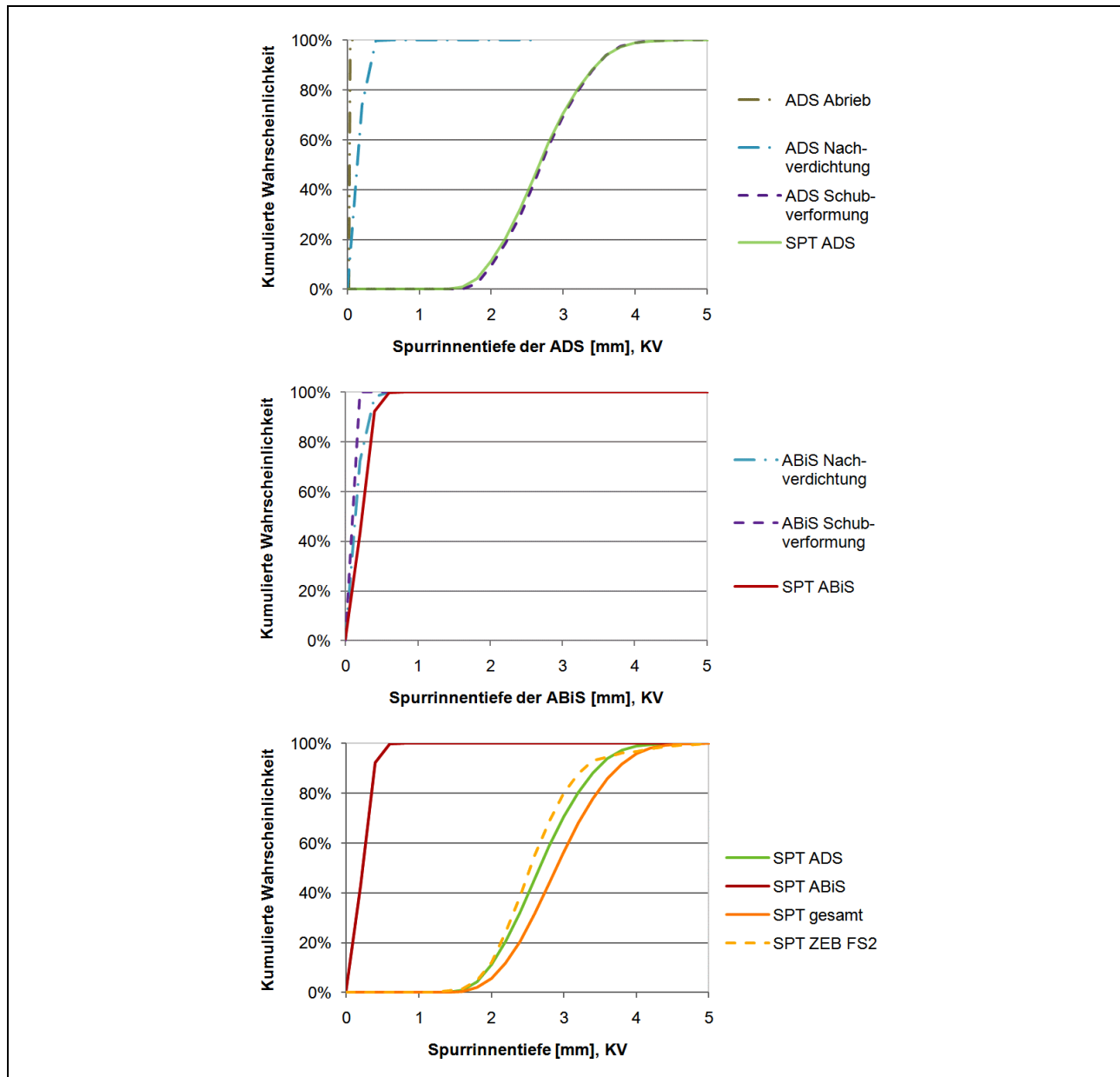


Bild 4.19: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der einzelnen Komponenten der Spurrinnentiefe (SPT) in der Asphaltdeckschicht (ADS) und der Asphaltbinderschicht (ABiS) sowie der daraus resultierenden gesamten Spurrinnentiefe (SPT gesamt) und im Vergleich zu der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe (SPT ZEB FS2) für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Die Berechnung der Verformung infolge der Nachverdichtung und folglich der Spurrinnentiefe der Asphaltbinderschicht ergab, dass ein sehr geringer Anteil der Verformung negativ ist. Bei der Verformung infolge von Nachverdichtung beträgt dieser etwa 1 %, bei der resultierenden Spurrinnentiefe der Asphaltbinderschicht knapp 0,8 %. Werden die Werte der Größe und die Formel zur Berechnung der Verformung infolge von Nachverdichtung analysiert, zeigt sich, dass dies auf einen zu geringen Hohlraumgehalt zurückzuführen ist: Die unterste Klasse des Hohlraumgehalts, der hier für die Asphaltbinderschicht rechnerisch ermittelt wurde, liegt in den Grenzen 2,0 bis 3,0 V.-%. Als minimaler Hohlraumgehalt, der bei der Nachverdichtung aufgrund der Konzeption des Asphaltmischguts nicht unterschritten werden kann, wurde jedoch ein Hohlraumgehalt von 2,5 V.-% angenommen. Ein derart geringer Hohlraumgehalt wird zu einem hohen Hohlraumausfüllungsgrad führen, der dann bei der Berechnung der Schubverformung berücksichtigt wird. Daher und auch

angesichts des geringen Anteils – das Gesamtergebnis wird dadurch nicht verzerrt – werden die negativen Werte der Verformung in der weiteren Betrachtung vernachlässigt. (Auch im Rahmen der Prognose der Spurrinnentiefe, bei der vereinzelt die Berechnung für die Asphaltbinderschicht durchgeführt wurde, zeigt, dass sich der Anteil nicht beachtenswert ändert.)

Die aus den Verformungen in der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht resultierende gesamte Verformung der Asphaltdecke (SPT gesamt) beträgt für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise im Mittel 2,92 mm. Anhand der vorstehenden Daten und auch des Diagramms unten in Bild 4.19 ist festzustellen, dass die resultierende Spurrinnentiefe zu einem deutlich überwiegenden Anteil auf die Verformungen in der Asphaltdeckschicht zurückzuführen ist. Der Anteil der Spurrinnentiefe aus der Asphaltbinderschicht an der berechneten gesamten Spurrinnentiefe der Asphaltdecke liegt bei etwa 8 %. Dies ist gering, entspricht aber den Erkenntnissen in der Praxis (siehe Abschnitt 4.3.1).

Verglichen mit der im Rahmen der ZEB gemessenen Spurrinnentiefe auf dem zweiten Fahrstreifen der Beispielstrecke (SPT ZEB FS2), die einen Mittelwert von 2,56 mm aufweist, führt die Berechnung zu einem etwas zu hohen Ergebnis. Der Mittelwert der mit dem quantitativen Modell berechneten Spurrinnentiefe überschreitet den Mittelwert der gemessenen Spurrinnentiefe um 0,36 mm. Nach statistischen Betrachtungen mit dem t-Test kann bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5 % eine zufällige Abweichung des Mittelwertes der berechneten Spurrinnentiefe von dem Mittelwert der gemessenen Spurrinnentiefe nicht angenommen werden, dass heißt die beiden Verteilungen sind in ihrer Lage statistisch verschieden.

Die Spannweite der Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten Spurrinnentiefe ist zwar – verglichen mit der Spannweite der relativen Häufigkeitsverteilung der gemessenen Spurrinnentiefe – breiter, was allerdings in den verfügbaren Messdaten einerseits und der Methode andererseits begründet sein kann: Die verfügbaren Messdaten sind Mittelwerte von 100 m-Abschnitten. Einzelne seltenere Ausprägungen der Spurrinnentiefe, die im Randbereich der Verteilung liegen und nur mit einer geringen Wahrscheinlichkeit eintreten, werden durch die Mittelwertbildung aus der Datenbasis entfernt und daher nicht in der relativen Häufigkeitsverteilung der Messwerte der 100 m-Abschnitte abgebildet. Bei der Berechnung der Spurrinnentiefe auf Basis des quantitativen Modells werden hingegen alle Kombinationen der Faktoren berücksichtigt, die aufgrund der Definition möglich sind. So sind in der Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten Spurrinnentiefe die Ergebnisse aller einzelnen Kombinationen wiedergegeben: die Ergebnisse, die auch in der Realität auftreten, aber aufgrund der Mittelwertbildung nicht in der relativen Häufigkeitsverteilung der gemessenen Spurrinnentiefe dargestellt werden, und die Ergebnisse, die theoretisch möglich, aber nicht (zwingend) auf der Beispielstrecke (in dem zweiten Fahrstreifen) vorhanden sind. Insgesamt jedoch gibt die berechnete Wahrscheinlichkeitsverteilung der gesamten Spurrinnentiefe den Verlauf (die Form der Verteilung) der tatsächlichen relativen Häufigkeitsverteilung der Spurrinnentiefe gut wieder. Die Standardabweichung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten Spurrinnentiefe beträgt 0,60 und liegt somit nahe bei der Standardabweichung für die Daten des zweiten Fahrstreifens (0,58). Anhand einer statistischen Betrachtung kann, trotz der größeren Spannweite, hier eine vergleichbare Verteilung angenommen werden; die Hypothese der Gleichheit der Standardabweichungen ist mit dem F-Test auf einem Signifikanzniveau von 5 % nicht abzulehnen.

In Bild 4.20 ist dargestellt, wie sich die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Verformung infolge von Nachverdichtung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad verändert. Erwartungsgemäß ist die Verformung infolge von Nachverdichtung bei einem geringen Verdichtungsgrad höher als bei einem höheren Verdichtungsgrad. Die Varianz zwischen den unterschiedlichen Ausprägungen ist gering, was allerdings mit den grundsätzlich niedrigen Werten der Verformung zu erklären ist und mit der Summation der Ergebnisse innerhalb der gewählten Klassenbreite von 0,2 mm, wodurch die unterschiedliche Ausprägung geglättet wird.

Bei der Schubverformung ist die Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad sehr gering (siehe Bild 4.21) und steigt tendenziell – die Verschiebung liegt im Bereich von 1/100 mm – mit zunehmenden Verdichtungsgrad. Dies beides mag zunächst überraschen und kann in der höheren Anzahl der Einflussfaktoren, die bei der Berechnung der Schubverformung berücksichtigt werden und so die

Auswirkung des Verdichtungsgrads überlagern können, begründet sein. Genauer wird dieses Thema in Abschnitt 4.5.4 betrachtet.

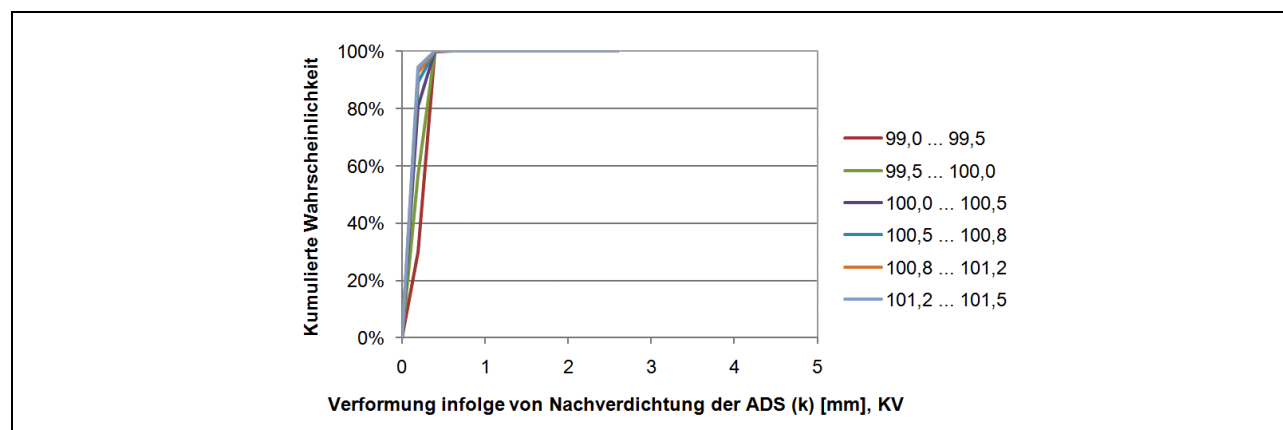


Bild 4.20: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung von der berechneten Verformung infolge von Nachverdichtung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

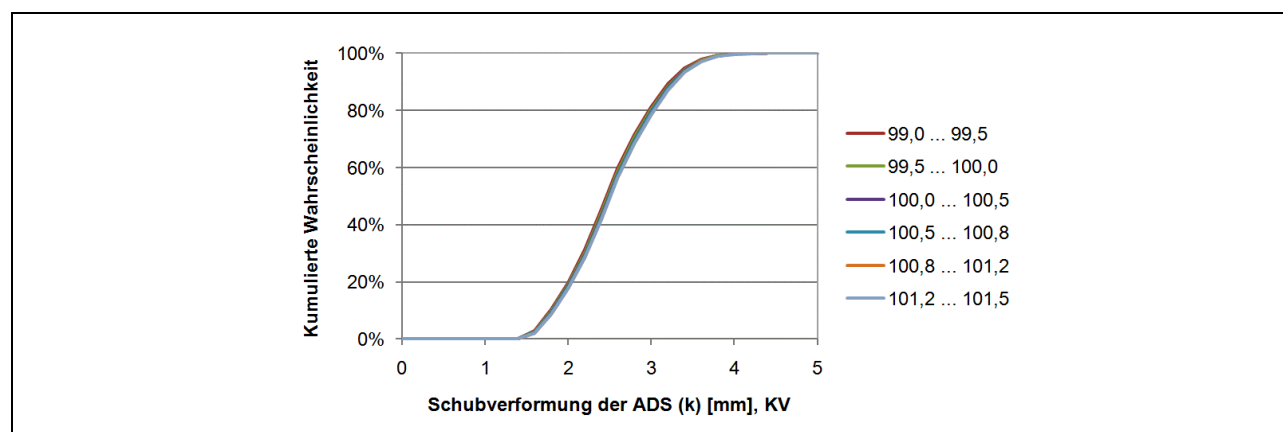


Bild 4.21: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung von der berechneten Schubverformung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

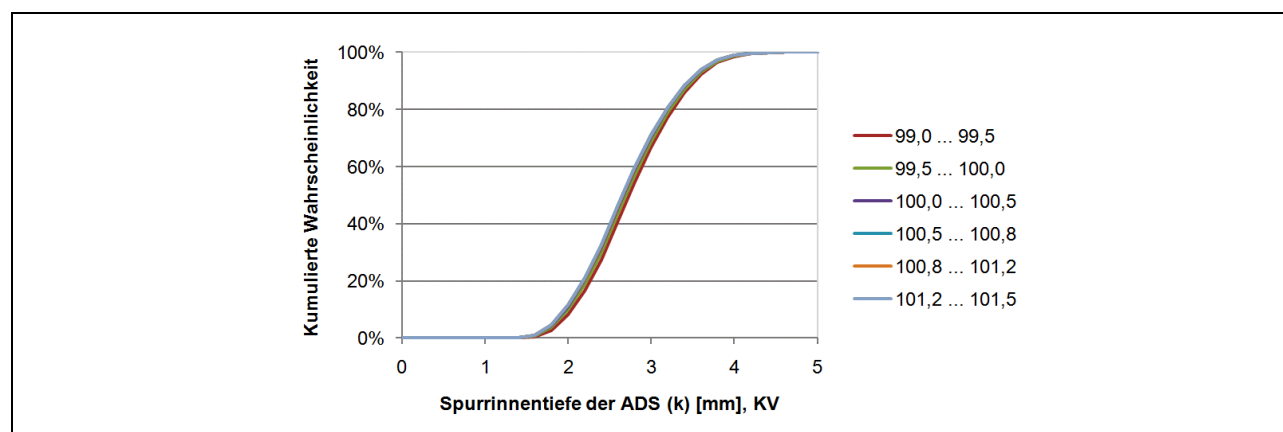


Bild 4.22: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

In der Folge ändert sich auch die berechnete Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht nur gering mit dem Verdichtungsgrad, wie in Bild 4.22 dargestellt. Hier ist jedoch die Abhängigkeit deutlicher und die Tendenz entspricht dem theoretischen Hintergrund sowie den Erkenntnissen aus der Praxis: Die Spurrinne ist bei einem geringeren Verdichtungsgrad mehr und bei einem höheren Verdichtungsgrad weniger ausgeprägt.

4.4.3 Kompakte Asphaltbefestigung

Die Ergebnisse der Berechnungen für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise mit den oben beschriebenen Annahmen und Zusammenhängen sind nachfolgend in Bild 4.23 bis Bild 4.25 dargestellt.

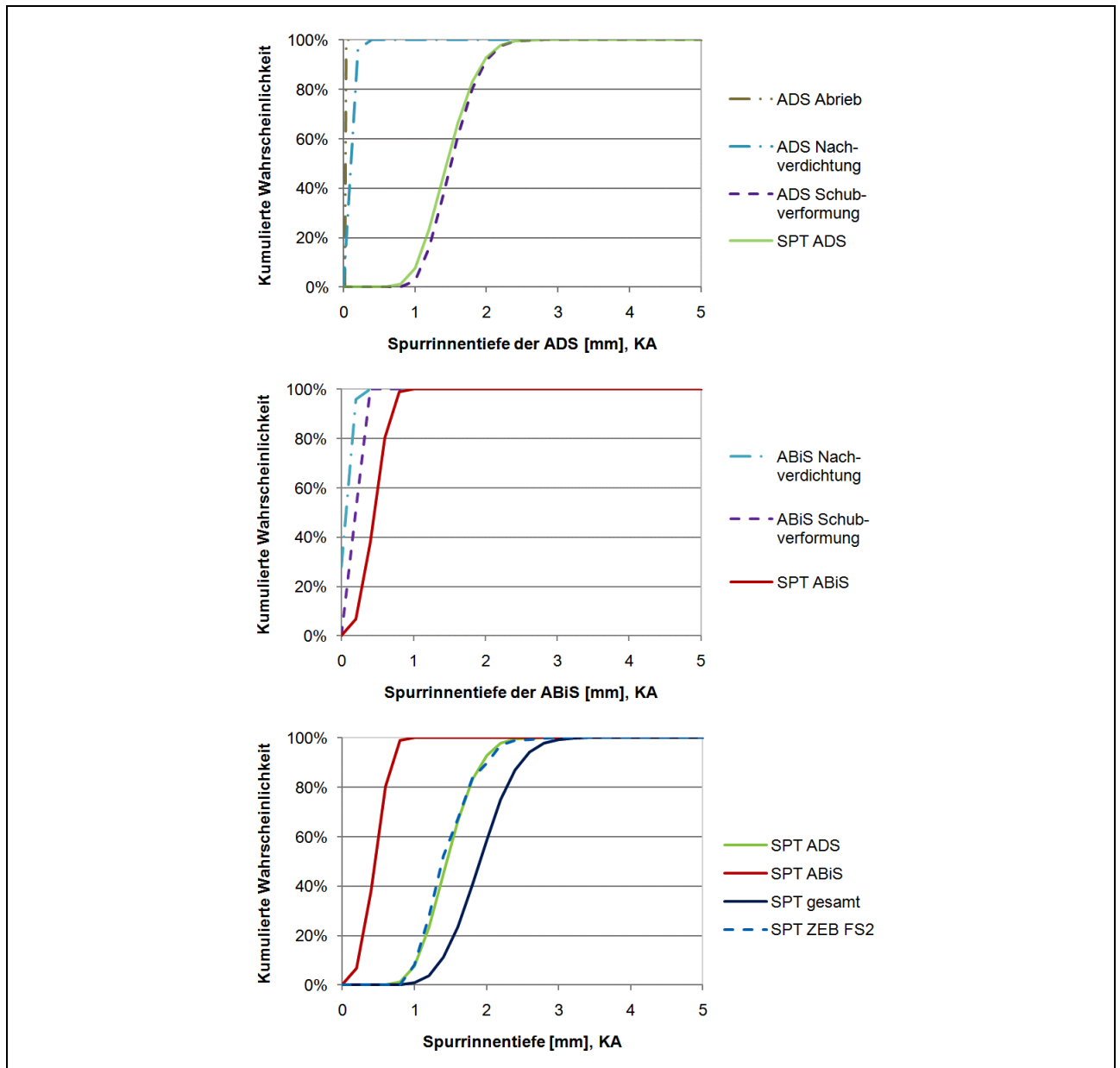


Bild 4.23: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der einzelnen Komponenten der Spurrinnentiefe (SPT) in der Asphaltdeckschicht (ADS) und der Asphaltbinderschicht (ABiS) sowie der daraus resultierenden gesamten Spurrinnentiefe (SPT gesamt) und im Vergleich zu der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe (SPT ZEB FS2) für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

In dem Diagramm oben in Bild 4.23 ist dargestellt, wie die Spurrinnentiefe der in Kompaktasphaltbauweise hergestellten Asphaltdeckschicht sich aus dem Fahrbahnabrieb, der Verformung infolge von Nachverdichtung und der Schubverformung zusammensetzt. Die berechnete Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht beträgt im Mittel 1,47 mm, davon entfallen wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise etwa 0,04 mm auf den Abrieb der Fahrbahn. Die Verformung infolge von Nachverdichtung wird im Mittel mit 0,11 mm berechnet und die Schubverformung im Mittel mit 1,33 mm. (Die Differenz zwischen der Summe der Mittelwerte der einzelnen Komponenten der Spurrinne und dem Mittelwert der resultierenden Spurrinnentiefe ist hier und in den folgenden

Fällen auf die Klassenbildung zurückzuführen.) Somit trägt – wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise – die Schubverformung den größten Anteil an der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht.

Die berechnete Spurrinnentiefe der Asphaltbinderschicht (siehe das mittlere Diagramm in Bild 4.23) beträgt im Mittel 0,45 mm. Davon stammen rund 0,25 mm aus der Verformung infolge von Nachverdichtung und 0,20 mm aus der Schubverformung.

Die aus den Verformungen in der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht resultierende Spurrinnentiefe in der Asphaltdecke (SPT gesamt) der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise ist dem Diagramm unten in Bild 4.23 zu entnehmen. Die berechnete Spurrinnentiefe der Asphaltdecke beträgt im Mittel 1,92 mm. Wie auch bei der konventionellen Bauweise ergibt sich die Spurrinnentiefe überwiegend aus der Verformung der Asphaltdeckschicht. Rund 23 % der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke in Kompaktasphaltbauweise stammen aus der Asphaltbinderschicht. Dieser Wert ist zwar höher als bei der konventionellen Bauweise, liegt aber deutlich im Rahmen der in der Praxis bekannten Werte (siehe Abschnitt 4.3.1).

Die Spurrinnentiefe, die im Rahmen der ZEB auf dem zweiten Fahrstreifen der Beispielstrecke (SPT ZEB FS2) ermittelt wurde, weist einen Mittelwert von 1,41 mm auf. Somit wird mit dem quantitativen Modell durchschnittlich eine um 0,51 mm größere Spurrinne kalkuliert. Nach statistischen Betrachtungen mit dem t-Test sind der Mittelwert der berechneten Spurrinnentiefe und der Mittelwert der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe wie zu erwarten von einander verschieden; die Hypothese auf Gleichheit der beiden Mittelwerte ist auf einem Signifikanzniveau von 5 % abzulehnen.

Die Spannweite der Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten Spurrinnentiefe ist, wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise, größer als die Spannweite der relativen Häufigkeitsverteilung der gemessenen Spurrinnentiefe. Die diesbezüglich für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise dargestellten Gedanken gelten hier gleichermaßen. Weiterhin verläuft nach optischer Beurteilung die Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten Spurrinnentiefe etwas flacher als die relative Häufigkeitsverteilung der gemessenen Spurrinnentiefe und ist nahezu symmetrisch, während für die im Rahmen der ZEB ermittelte relative Häufigkeitsverteilung eine leichte Rechtsschiefe zu erkennen ist. Der flachere Kurvenverlauf zeigt sich in einer entsprechend höheren Standardabweichung der berechneten Daten; sie beträgt 0,42 gegenüber der Standardabweichung der gemessenen Spurrinnentiefe von 0,37. Auf Basis des F-Tests ist folglich auch auf einem Signifikanzniveau von 5 % die Hypothese abzulehnen, dass die Standardabweichungen beider Verteilungen gleich sind. Demzufolge bedarf das quantitative Modell mit seinen definierten Zusammenhängen und/oder Größen einer Korrektur.

Diese Unterschiede der Lage und des Verlaufs der Verteilung können unter anderem in einer zu hohen Verkehrsbelastung begründet sein. Wird die gemessene Spurrinnentiefe beider Fahrstreifen miteinander verglichen (siehe oben Bild 4.18), zeigt sich zwar eine höhere Spurrinnenbildung auf dem zweiten Fahrstreifen, jedoch ist die Differenz zur mittleren Spurrinnentiefe auf dem ersten Fahrstreifen nicht so deutlich wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise. Demnach könnte angenommen werden, dass die Verkehrsbelastung sich fast gleichmäßig auf beiden Fahrstreifen verteilte. Da zu der Verteilung des Verkehrs auf den Fahrstreifen jedoch keine Angaben vorliegen, wird dieser Aspekt bei der weiteren Berechnung im Sinne der Beibehaltung der Systematik nicht aufgegriffen; gleichzeitig zeigt dies aber, dass die exakte Ermittlung der Daten – hier der Verkehrsbelastung – für die Aussagekraft und Genauigkeit des Modells essenziell ist.

In Bild 4.24 ist die berechnete Verformung infolge von Nachverdichtung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad aufgezeigt. Mit steigendem Verdichtungsgrad ist eine geringfügige Verschiebung der Kurvenverläufe hin zu einer geringeren Spurrinnentiefe zu erkennen. Allerdings ist diese unterschiedliche Ausprägung sehr gering, was insbesondere im Zusammenhang mit den niedrigen Zahlenwerten der Verformung infolge von Nachverdichtung und der Klassenbildung zu erklären ist.

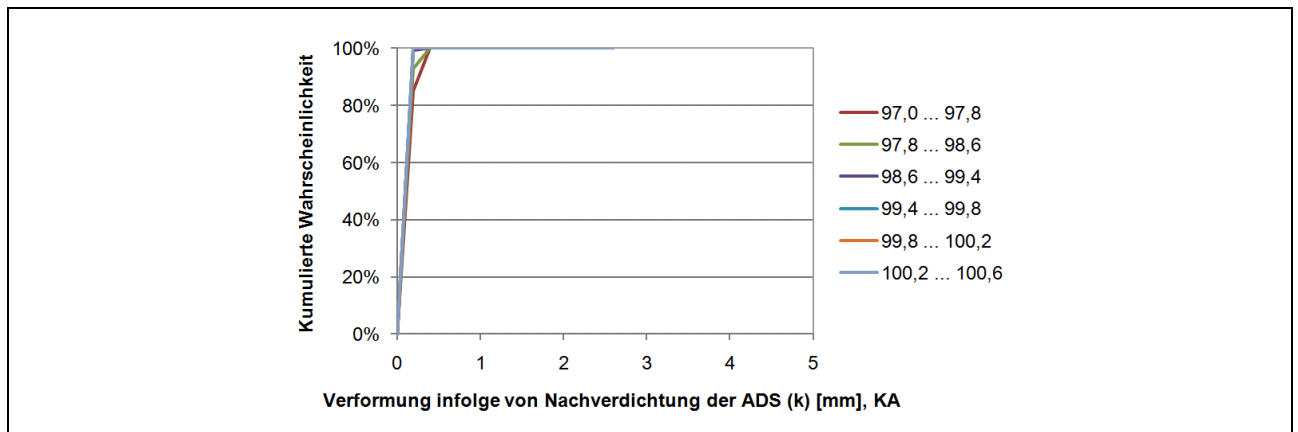


Bild 4.24: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Verformung der Asphaltdeckschicht infolge von Nachverdichtung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Beispielstrecke in Kompaktasphaltauweise

Die Abhängigkeit der Schubverformung von dem Verdichtungsgrad (hier nicht abgebildet) ist wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise marginal und es zeigt sich ebenfalls die Tendenz, dass eine höhere Schubverformung bei einem höheren Verdichtungsgrad zu verzeichnen ist. Als mögliche Erklärung ist derselbe Grund anzuführen wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise (vgl. Abschnitt 4.4.2). Zudem wird auf die genauere Betrachtung dieses Themas in Abschnitt 4.5.4 verwiesen.

Als Folge der sehr geringen Abhängigkeit der Verformung infolge von Nachverdichtung und der geringfügigen und minimal gegensätzlichen Abhängigkeit der Schubverformung fällt auch die Abhängigkeit der resultierenden Spurrinnentiefe von dem Verdichtungsgrad augenscheinlich infinitesimal aus (siehe Bild 4.25).

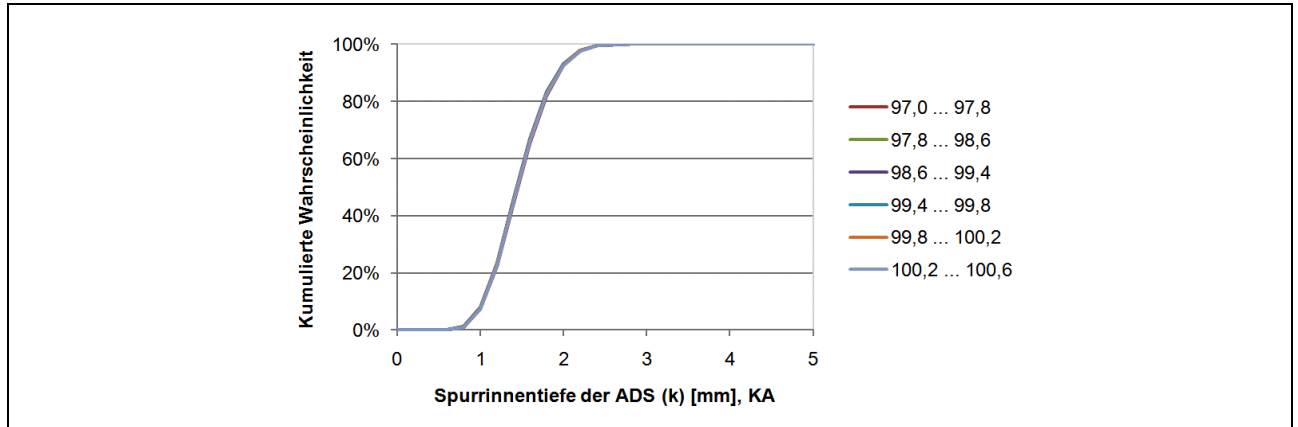


Bild 4.25: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der mit dem Modell berechneten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads der Beispielstrecke in Kompaktasphaltauweise

4.5 Gezielte Variation verschiedener Größen und der Formel

4.5.1 Allgemeines

Im Folgenden wird die Wahrscheinlichkeitsverteilung einzelner Größen gezielt variiert, um zu eruieren, ob die Berechnung mit der Formel in dieser Hinsicht zu einer plausiblen Änderung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Verformungen führt und somit grundsätzlich richtig konzipiert ist. Die Berechnungen werden dabei nur für die Asphaltdeckschicht durchgeführt, da – wie in Abschnitt 4.4 dargestellt – der wesentliche Anteil der Spurrinnentiefe dieser zuzuschreiben ist, sowohl (und besonders) bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise als auch bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltauweise. Zur beispielhaften Darstellung werden als Größen zum

einen die Härte des Mörtels (siehe Abschnitt 4.5.2) und zum anderen der Schichtenverbund (siehe Abschnitt 4.5.3) gewählt.

Weiterhin wird in Abschnitt 4.5.4 die Formel zur Berechnung der Schubverformung gezielt und auf theoretischen Überlegungen basierend variiert, um die Anpassung der berechneten Wahrscheinlichkeitsverteilung an die theoretisch erwartete Charakteristik und dadurch an die relative Häufigkeitsverteilung auf Basis der Daten der ZEB zu verbessern. Diese Berechnung wird im Sinne der Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit den Daten der ZEB (vgl. die Hinweise in Abschnitt 4.3.1) für die Asphaltdeck- und die Asphaltbinderschicht durchgeführt.

4.5.2 Variation der Ausprägung der Härte des Mörtels in der Asphaltdeckschicht

Die Härte des Mörtels wird zum Prüfen des Einflusses der Größe auf das Ergebnis mit der Ausprägung „weich“ einerseits und „hart“ andererseits variiert, was die äußersten Zustände dieser Größe in dem definierten quantitativen Modell darstellt.

In den oben dargestellten Berechnungen wurde eine Verteilung der Härte des Mörtels in Abhängigkeit der Viskosität der Asphaltschichten angenommen, die wiederum abhängig von der Temperatur des Asphalts definiert wurde (siehe Abschnitt 4.2.2 und Anhang 8.3). Für die Variation der Härte des Mörtels wird in der folgenden Betrachtung die Ausprägung dieser Größe unabhängig von der Viskosität und der Temperatur der Asphaltdeckschicht zu 100 % mit „weich“ bzw. „hart“ belegt. Alternativ hätte die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Asphaltdeckschicht angepasst werden können; so jedoch ist die Änderung deutlicher.

Die aus dieser Variation resultierenden, berechneten Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Verformung infolge von Nachverdichtung, der Schubverformung sowie der resultierenden Spurrinnentiefe zeigt Bild 4.26 für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise und Bild 4.27 für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise. Zum Vergleich sind in den Darstellungen jeweils die Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Verformungen für den „weichen“ Mörtel, den „harten“ Mörtel und die „Annahme“, mit der die Berechnungen zum Vergleich mit den Daten der ZEB durchgeführt wurden, enthalten.

Bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise steigt gegenüber den angenommenen Zusammenhängen der Mittelwert der Verformung infolge von Nachverdichtung bei weichem Mörtel um 0,05 mm und sinkt bei hartem Mörtel um knapp 0,02 mm. Diese Differenzen erscheinen zunächst gering, betragen aber aufgrund der insgesamt geringen Nachverdichtung fast +33 % bzw. etwa -13 %.

Die Schubverformung der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise steigt für einen weichen Mörtel im Mittel um 0,79 mm und die Wahrscheinlichkeitsverteilung verschiebt sich nach rechts. Für einen harten Mörtel sinkt der Mittelwert der Schubverformung um 0,40 mm bei gleichzeitiger Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung nach links. Dies entspricht einer Zunahme um rund 31 % bzw. einer Abnahme um etwa 16 %.

Die resultierende Spurrinnentiefe berechnet sich für den Fall mit weichem Mörtel im Mittel zu 3,55 mm, das bedeutet einen Anstieg um etwa 31 %. Für den Fall eines harten Mörtels sinkt die resultierende Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht im Mittel auf 2,28 mm, was einer Reduzierung um etwa 16 % entspricht.

Bei Betrachtung von Bild 4.26 fällt auf, dass die Spannweiten der Wahrscheinlichkeitsverteilung für den weichen Mörtel und für den harten Mörtel geringer sind als die Spannweite der Wahrscheinlichkeitsverteilung für die zuvor angenommene Härte des Mörtels. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass bei der Formulierung des weichen bzw. harten Mörtels die Abhängigkeit von der Viskosität des Bitumens in der Asphaltdeckschicht und der Temperatur der Asphaltdeckschicht vernachlässigt worden sind. Die Tendenz aber, dass die Verformung bei weichem Mörtel zunimmt während sie bei einem härteren Mörtel sinkt, ist klar zu erkennen und plausibel.

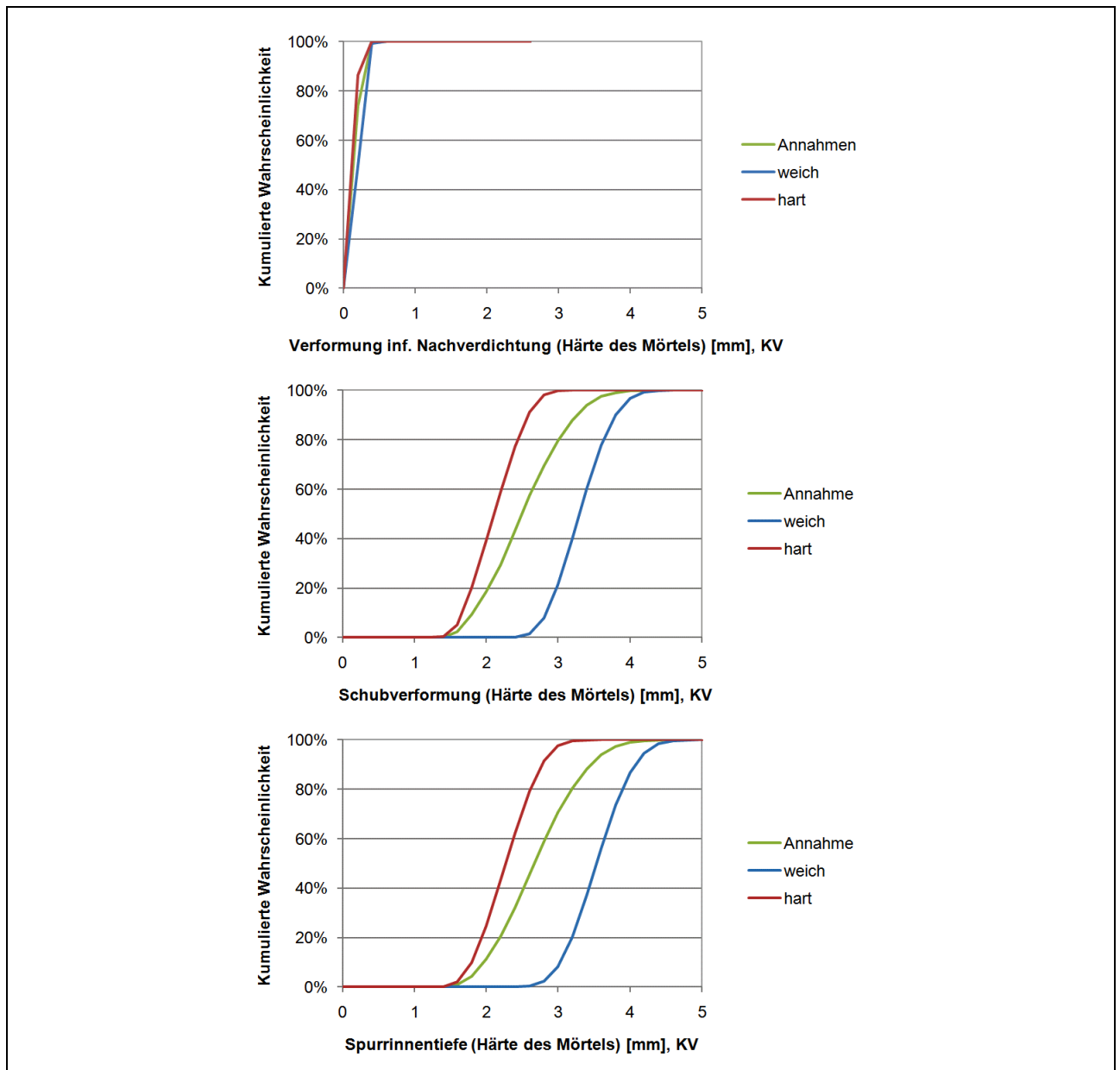


Bild 4.26: Auswirkung der Variation der Härte des Mörtels auf die Verformung infolge von Nachverdichtung und die Schubverformung der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise (Bild 4.27) ist die Differenz zwischen den Mittelwerten der Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Verformung infolge von Nachverdichtung sowie der Schubverformung aufgrund des grundsätzlich geringeren Maßes der Verformung niedriger als bei der konventionellen Bauweise. Die Verformung infolge von Nachverdichtung nimmt bei weichem Mörtel im Mittel um 0,02 mm zu und bei hartem Mörtel um 0,01 mm ab; dies sind eine Zunahme um 18 % bzw. eine Reduzierung um 9 %.

Die Schubverformung der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise wird bei dem weichen Mörtel um 0,41 mm erhöht und bei dem harten Mörtel um 0,21 mm reduziert. Relativ betrachtet entsprechen diese Veränderungen fast 31 % und knapp 16 %. Wie auch bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise sinkt die Spannweite der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Schubverformung, wobei hier die Differenz zwischen den verschiedenen Spannweiten geringer ist. Dies ist in der grundsätzlich geringeren Spannweite aufgrund des geringeren Maßes der Schubverformung begründet.

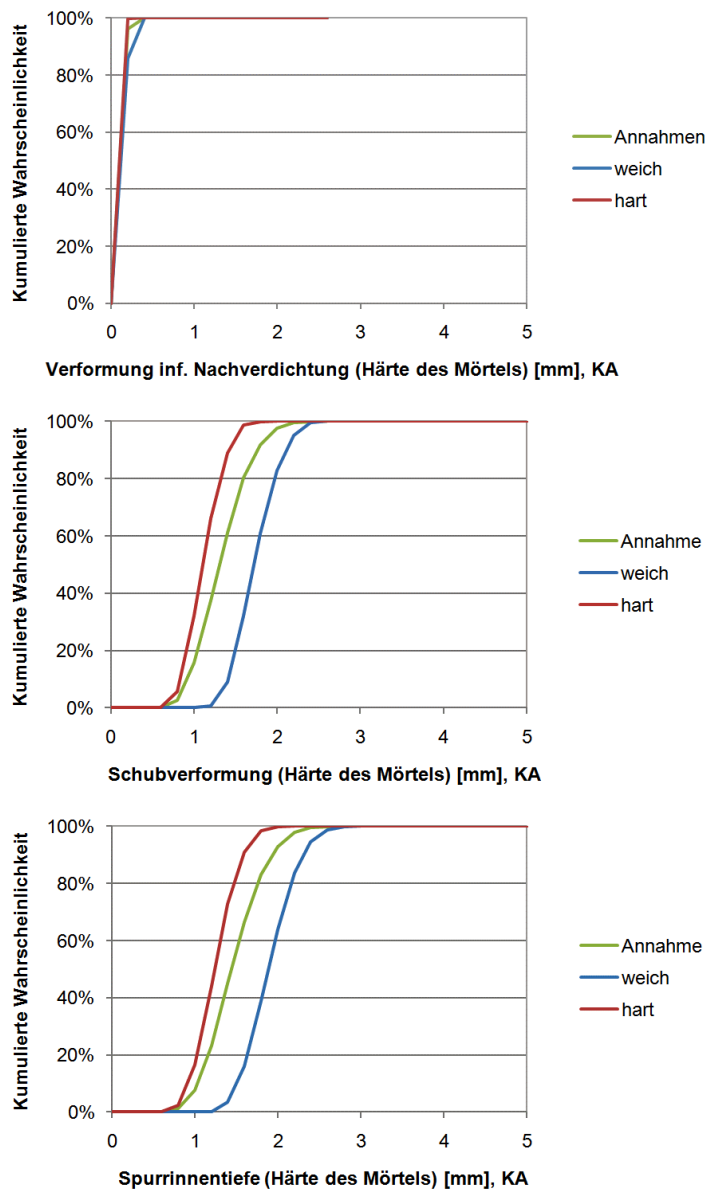


Bild 4.27: Auswirkung der Variation der Härte des Mörtels auf die Verformung infolge von Nachverdichtung und die Schubverformung der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltauweise

Die resultierende Spurrinnentiefe berechnet sich für den Fall mit weichem Mörtel im Mittel zu 1,90 mm, das bedeutet einen Anstieg um 0,43 mm, das sind fast 29 %. Für den Fall mit hartem Mörtel sinkt die resultierende Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht im Mittel um 0,22 mm auf 1,25 mm, was einer Reduzierung um etwa 15 % entspricht.

Somit ist auch für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltauweise die Tendenz der Veränderungen der Schubverformung infolge der Variation plausibel. Die Differenz zwischen dem Maß der Veränderungen bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise und der Beispielstrecke in Kompaktasphaltauweise ist auf die unterschiedliche Dicke der Asphaltdeckschicht sowie die verschiedenen, in die Berechnung einfließenden Größen (zum Beispiel Verdichtungsgrad, Hohlraumgehalt, Bitumengehalt) zurückzuführen.

Die stärkere Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung des weichen Mörtels ist darin begründet, dass für die Berechnungen von einem tendenziell etwas härteren (steiferen) Mörtel ausgegangen wurde. Die Wirkungsrichtung der Veränderungen ist zufriedenstellend und plausibel. Ob das Maß im Detail stimmt, kann jedoch nicht nachvollzogen werden, da entsprechende Untersuchungsergebnisse nicht bekannt sind.

4.5.3 Variation der Ausprägung des Schichtenverbunds

Der Schichtenverbund wird mit der Ausprägung „gering“ einerseits und „sehr stark“ andererseits variiert, um den Einflussbereich dieser Größe auf die berechnete Spurrinnentiefe zu kontrollieren. Dabei wurden sowohl für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise als auch für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise diese beiden Ausprägungen jeweils zu 100 % angenommen. In dem quantitativen Modell ist unterhalb der Ausprägung eines geringen Schichtenverbunds noch die Ausprägung kein Schichtenverbund vorgesehen, die hier aufgrund fehlender Relevanz nicht zum Vergleich gewählt wurde; ein über die gesamte Fläche fehlender Schichtenverbund ist nicht zu erwarten.

Die aus dieser Variation resultierenden, berechneten Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Schubverformung sowie der resultierenden Spurrinnentiefe sind in Bild 4.28 für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise und in Bild 4.29 für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise dargestellt. Da der Schichtenverbund nicht in die Formel zur Berechnung der Verformung infolge von Nachverdichtung einfließt, wird diese hier nicht betrachtet. Zum Vergleich sind in den Darstellungen jeweils die Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Verformungen für den „sehr starken“ Schichtenverbund, den „geringen“ Schichtenverbund und die „Annahme“, mit der die Berechnungen zum Vergleich mit den Daten der ZEB durchgeführt wurden, enthalten.

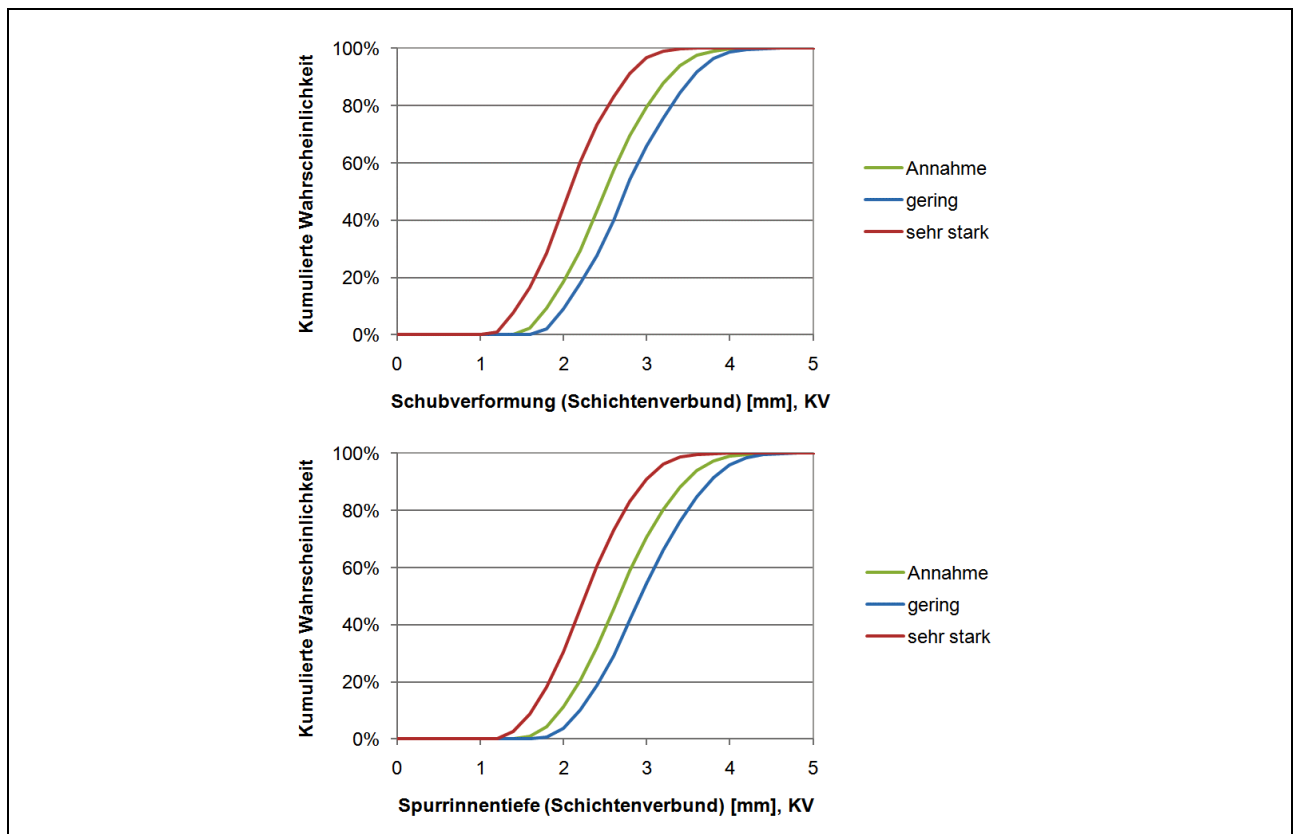


Bild 4.28: Auswirkung der Variation des Schichtenverbunds auf die Schubverformung der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise steigt die Schubverformung für einen geringen Schichtenverbund um 0,25 mm und die Wahrscheinlichkeitsverteilung verschiebt sich nach rechts. Für einen sehr starken Schichtenverbund sinkt der Mittelwert der Schubverformung um 0,43 mm bei gleichzeitiger Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung nach links. Dies entspricht einer Zunahme um etwa 10 % bzw. einer Reduzierung um rund 17 %.

Die resultierende Spurrinnentiefe berechnet sich für den Fall des geringen Schichtenverbunds im Mittel mit 2,96 mm, das bedeutet einen Anstieg um 0,26 mm bzw. rund 10 %. Bei einem sehr

starken Schichtenverbund sinkt die resultierende Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht im Mittel um 0,42 mm auf 2,28 mm, was einer Reduzierung um etwa 16 % entspricht.

Die Differenz zwischen der Zunahme und der Reduzierung der Schubverformung einerseits und der Zunahme und der Reduzierung der Spurrinnentiefe andererseits ist auf die Berechnung sowie die Rundung in den Klassen zurückzuführen. Die Spannweiten der verschiedenen Wahrscheinlichkeitsverteilungen sind etwa vergleichbar, was aufgrund dessen, dass keine weiteren Parameter variiert wurden, plausibel ist.

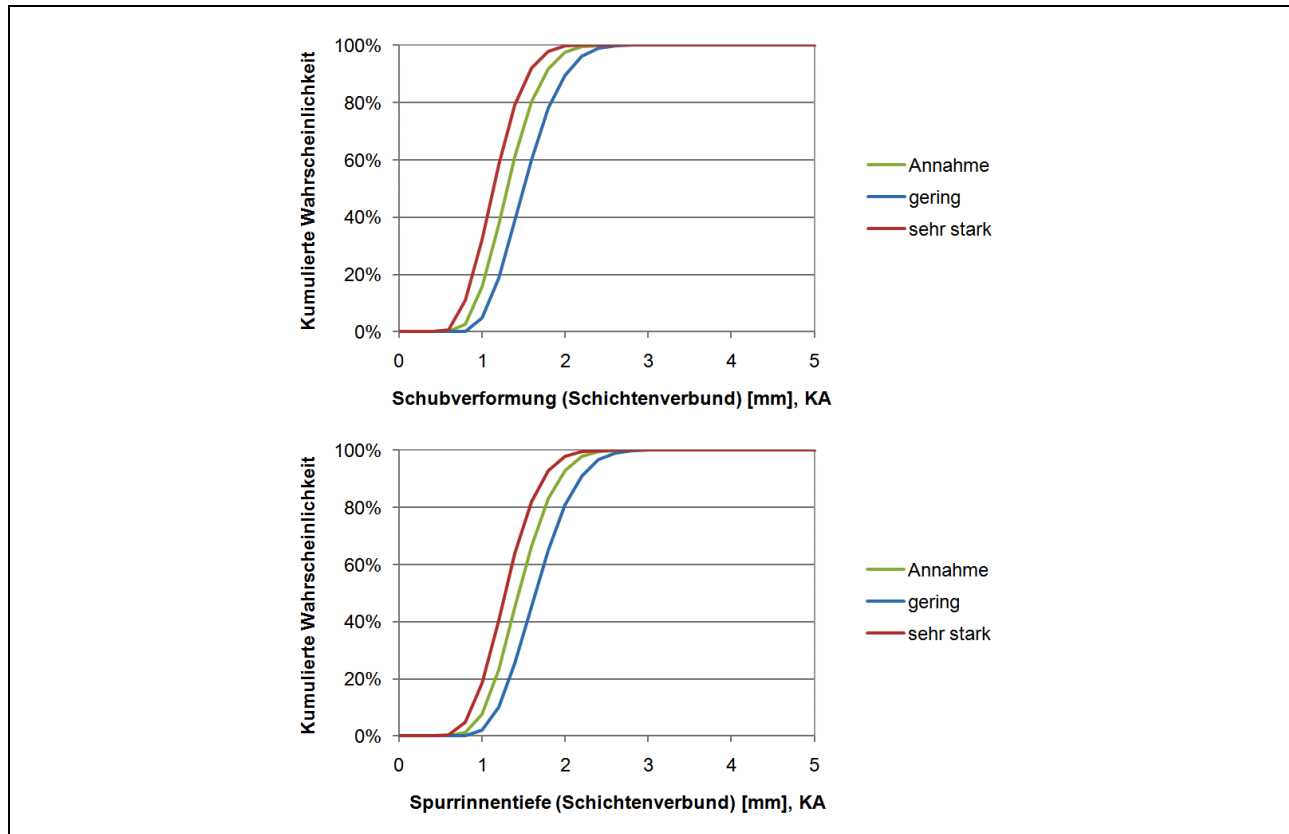


Bild 4.29: Auswirkung der Variation der Schichtenverbunds auf die Schubverformung der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise (siehe Bild 4.29) steigt die Schubverformung gegenüber den im Modell getroffenen Annahmen für einen geringen Schichtenverbund um 0,20 mm und die Wahrscheinlichkeitsverteilung verschiebt sich folglich nach rechts. Für einen sehr starken Schichtenverbund sinkt der Mittelwert der Schubverformung um 0,17 mm bei gleichzeitiger Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung nach links. Dies entspricht einer Zunahme um etwa 15 % bzw. einer Reduzierung um fast 13 %.

Die resultierende Spurrinnentiefe beträgt bei einem geringen Schichtenverbund im Mittel 1,67 mm, das bedeutet einen Anstieg um 0,20 mm bzw. rund 14 % gegenüber der Ergebnisse mit den oben beschriebenen Annahmen. Im Falle eines sehr starken Schichtenverbunds sinkt die resultierende Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht im Mittel um 0,17 mm auf 1,30 mm, was einer Reduzierung um fast 12 % gleicht.

Auch hier sind die Spannweiten der verschiedenen Wahrscheinlichkeitsverteilungen vergleichbar, was aufgrund dessen, dass keine weiteren Größen variiert wurden, stimmig ist. Die geringere Abnahme der Schubverformung und der Spurrinnentiefe bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise ist nachvollziehbar, da für diese aufgrund des Systems der Kompaktasphaltbauweise bereits ein stärkerer Schichtenverbund angenommen wurde.

Wie aufgrund der Erläuterungen in Kapitel 3, besonders in Abschnitt 3.6.3 zu erwarten, sinkt mit einem steigenden Schichtenverbund der Verformungswiderstand des Asphalts. Das Maß der

Veränderung ist jedoch im Vergleich zu der Variation der Härte des Mörtels deutlich geringer. Dies ist nachvollziehbar vor dem Hintergrund, dass zum einen der Schichtenverbund nur bei der Schubverformung Einfluss besitzt und zum anderen auch in der Forschung und Praxis (siehe die Erläuterungen in Abschnitt 3) der Härte des Mörtels ein größerer Einfluss auf den Verformungswiderstand zugewiesen wird.

Die Differenz der Spurrinnentiefe eines geringen Schichtenverbunds und eines sehr starken Schichtenverbunds berechnet sich für beide Bauweisen mit knapp 30 % (bezogen auf einen sehr starken Schichtenverbund). Dieser Wert korrespondiert gut mit Forschungsergebnissen, die auf Spurbildungsuntersuchungen basieren (vgl. [Eisenmann, Neumann 1994]). Die Spurbildungsuntersuchungen wurden mit einem Lkw-Reifen durchgeführt, der die Probekörper zunächst 9750 mal mit einem Kontaktdruck von 0,85 N/mm² überrollte und anschließend weitere 6750 mal mit einem Kontaktdruck von 1,0 N/mm². Hierbei zeigte sich an Probekörpern mit einem optimalen und teilweise guten Schichtenverbund eine Spurrinnentiefe von 5,5 mm, bei sehr schlechtem Schichtenverbund eine Spurrinnentiefe von 7,1 mm, dies entspricht einer Differenz von 29 % (bezogen auf den guten Schichtenverbund).

4.5.4 Anpassung der Formel zur Berechnung der Schubverformung

Die in den Abschnitten 4.4.2 und 4.4.3 dargestellten Ergebnisse der Berechnungen zeigen, dass die Schubverformung und die Verformung infolge der Nachverdichtung der Asphaltdeckschicht der bestimmende Anteil der gesamten Spurrinnentiefe sind. Dabei dominiert bereits nach einer Nutzungsdauer von fünf Jahren die Schubverformung, was auch für die weitere Nutzungsdauer zu erwarten ist.

Die Ausprägung der Verformung der Nachverdichtung in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads ist plausibel. Die Berechnungsergebnisse der Schubverformung hingegen zeigen nur eine marginale und in der Tendenz zunächst nicht vermutete Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad: Die Wahrscheinlichkeitsverteilungen liegen nahezu übereinander und die Schubverformung erhöht sich tendenziell mit steigendem Verdichtungsgrad (vgl. beispielhaft für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise Bild 4.21). Daher wird im Folgenden die Formel zur Berechnung der Schubverformung reflektiert und angepasst. Dazu wird die Abhängigkeit der Schubverformung von dem Verdichtungsgrad und der Einfluss der weiteren variablen Faktoren auf die Schubverformung, wie sie in der angewendeten Berechnungsformel abgebildet sind, geprüft und wie nachfolgend beschrieben verändert. Der Fokus liegt auf den Größen des Materials, die die Schubverformung beeinflussen, und ihrer Berücksichtigung in der Berechnungsformel. Wesentliche Voraussetzung der Anpassung ist, dass die vorgenommenen Änderungen wie die Herleitung der Berechnungsformel theoretisch begründbar und nachvollziehbar sind, sodass der logische Zusammenhang der Formel mit in der Praxis bekannten Größen und Werten erhalten bleibt. Grundlage hierfür sind erneut die in Kapitel 3 dargestellten Untersuchungsergebnisse und Zusammenhänge.

Die Formel zur Berechnung der Schubverformung, die bei den oben in Abschnitt 4.4.2 und Abschnitt 4.4.3 dargestellten Ergebnissen angewendet wurde, lautet (vgl. Abschnitt 4.2.2, Formel (26) für die Schubverformung der Asphaltdeckschicht):

$$Verf_{Schub} = d_{ADS} \cdot \left(1 - \frac{H_{bit,ADS}}{100\%}\right) \cdot u \cdot v \cdot w \cdot \left(\frac{k^*}{k_{ADS}}\right)^{n_3/N} \cdot (hg_{MOE,Härte})^{n_4/N} \cdot (hg_{sverb})^{n_5/N} \cdot \left(\frac{g_{ADS}}{g^*}\right)^{n_6/N} \cdot \left(\frac{HA_{ADS}}{HA^*}\right)^{n_7/N} \cdot V_{bel}$$

mit $N = n_3 + \dots + n_7$.

Als die Spurrinnenbildung wesentlich beeinflussende Größen gelten der Verdichtungsgrad (k_{ADS}), die Härte des Mörtels ($MOE,Härte$), das Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis (g) und auch der Schichtenverbund ($sverb$).

Der Einfluss des Schichtenverbundes und der Härte des Mörtels wurde bereits in den Abschnitten 4.5.2 und 4.5.3 hinsichtlich seiner grundsätzlichen Plausibilität geprüft und bestätigt. Zudem würde ihre Anpassung sich nicht auf die Spreizung der Schubverformung auswirken.

Der Verdichtungsgrad und das Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis werden im Folgenden reflektiert und angepasst, da hier bei genauer Betrachtung eine Abbildung nachvollziehbar ist, die sich bei der Abweichung dieser Größe von dem Soll-Wert oder dem empfohlenen Wert über die Schubverformung stärker auf die Spurrinnenbildung auswirkt. Der Zusammenhang zwischen dem Verdichtungsgrad bzw. dem Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis und dem Verformungswiderstand ist nicht – wie in der bisherigen Berechnungsformel vereinfachend abgebildet – linear proportional.

Der Faktor zum Einfluss des Hohlraumausfüllungsgrads (HA) könnte ebenfalls überarbeitet werden, um die Variabilität des Hohlraumausfüllungsgrads stärker zu berücksichtigen, zumal auch hier keine linear proportionale Auswirkung der Abweichung von dem empfohlenen Hohlraumausfüllungsgrad anzunehmen ist; eine deutliche Überschreitung des optimalen Hohlraumausfüllungsgrads, die eine komplette Ausfüllung des Hohlraums beschreibt, wird eine drastischere Auswirkung auf das Verformungsverhalten haben als eine nur geringe Überschreitung. Da aber dem Hohlraumausfüllungsgrad insgesamt eine untergeordnete Bedeutung beigemessen und die vorliegende Berücksichtigung der Auswirkung in diesem Schritt als hinreichend betrachtet wird, erfolgt keine Anpassung dieser Größe. Zudem würde aufgrund des geringen Gewichts (n_7), das der Größe zugeordnet ist, in mathematischer Sicht ihre Anpassung zu keiner maßgebenden Änderung der Ergebnisse führen.

Die Gewichte, die den Faktoren des Materials bei ihrer Gewichtung untereinander zugewiesen wurden, werden im Sinne der Vergleichbarkeit der Ergebnisse der ersten Berechnungsformel und der angepassten Berechnungsformel nicht verändert. Damit die Differenzierung der Schubverformung in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads verstärkt wird, könnte zwar in mathematischer Hinsicht ein höheres Gewicht für den Verdichtungsgrad gefordert werden, mit Blick auf die beschriebenen Erkenntnisse aus der Forschung und der Praxis (siehe Kapitel 3) wäre dies jedoch ohne weitere Untersuchungen nicht zu begründen.

Für den Verdichtungsgrad wird folgende Überlegung angestellt: Wird ein um 1 % höherer Verdichtungsgrad erreicht, steigt der Verformungswiderstand nicht wie bisher in der Formel abgebildet ebenfalls um 1 %, sondern erfahrungsgemäß für den bei den Beispielstrecken verwendeten Splittmastixasphalt um 15 bis 20 % (siehe Abschnitt 3.6.4). Bei der Überschreitung des Verdichtungsgrads von 100 % ist bei Splittmastixasphalt mit einer zusätzlichen Verbesserung des Verformungswiderstands zu rechnen. Zwar wird ein Teil des absolut erhöhten Verformungswiderstands auf eine reduzierte Nachverdichtung zurückzuführen sein, aber es ist aufgrund der gleichzeitig verbesserten seitlichen Abstützung des Korngerüsts ebenfalls ein Effekt in der Schubverformung zu erwarten. Vor diesem Hintergrund und unter der Annahme, dass der relative Wert der Erhöhung des Verformungswiderstands infolge eines höheren Verdichtungsgrads gleichermaßen auf die Schubverformung (für den Verdichtungsgrad widergespiegelt in der Veränderung des Verhältnisses k^*/k_{ADS}) übertragen werden kann, wird der Einfluss des Verdichtungsgrads in der Berechnungsformel für die Schubverformung wie folgt geändert:

$$\frac{k^*}{k_{ADS}} \Rightarrow \left(\left(\frac{k^*}{k_{ADS}} - 1 \right) \cdot 1,2 \right) + 1 = \frac{1,2 \cdot k^*}{k_{ADS}} - 0,2 \quad (30)$$

Dabei wird gleichzeitig davon ausgegangen, dass – in dem hier relevanten Wertebereich – eine Reduzierung des Verdichtungsgrads um 1 % eine entsprechende Verschlechterung des Verformungswiderstands bewirkt. (Gleichermaßen wäre auch die Formel der Verformung infolge von Nachverdichtung anzupassen. Dies wird hier jedoch nicht betrachtet, da sich der Fokus der Anpassung der Berechnungsformel auf die Schubverformung richtet, weil diese den deutlich überwiegenden Anteil der Spurrinnenbildung darstellt.)

Das Verhältnis der Schichtdicke zum Größtkorndurchmesser wurde zunächst vereinfachend konstant unter Verwendung der Soll-Schichtdicke berechnet. Um die Variabilität der Schichtdicke und das damit verbundene unterschiedliche Verformungsverhalten zu berücksichtigen, wird bei der Anpassung der Berechnungsformel das Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis anhand der Ist-Schichtdicke (d_{ADS} in mm) formuliert (mit dem Größtkorndurchmesser D_G in mm). Für die

Auswirkung dieses Verhältnisses auf den Verformungswiderstand liegen keine quantitativen Untersuchungsergebnisse vor. Es ist jedoch allgemein bekannt und zeigte sich in der Praxis, dass eine dünnere Asphaltdeckschicht (mit einem folglich geringen Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis) über ein deutlich besseres Verformungsverhalten verfügt als eine vergleichsweise dicke Asphaltdeckschicht (mit einem größeren Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis). Ein linearer proportionaler Zusammenhang zwischen dem Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis und dem Verformungswiderstand ist entsprechend den Erkenntnissen in der Praxis nicht zu erwarten, sondern dass mit zunehmendem Wert des Verhältnisses das Verformungsverhalten sich überproportional verschlechtert. Die Spurrinnentiefe wird bei gleicher Belastung einer Asphaltdecke (insbesondere einer Asphaltdeckschicht) mit zunehmender Schichtdicke und dazu analog einem zunehmenden Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis überproportional steigen, da sich die einzelnen Gesteinskörner einfacher gegeneinander verschieben können. In Anlehnung an die Auswirkung des Verdichtungsgrads auf die Spurrinnenbildung wird abgeschätzt, dass die Wirkung des Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnisses geringer ist und sich durchschnittlich eine um 10 % höhere bzw. geringere Spurrinnentiefe bildet, wenn das Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis um 1 % gegenüber dem empfohlenen Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis zunimmt bzw. abnimmt.

$$\frac{g}{g^*} \Rightarrow \left(\left(\frac{d_{ADS}/D_G}{g^*} - 1 \right) \cdot 1,1 \right) + 1 = \frac{1,1 \cdot d_{ADS}/D_G}{g^*} - 0,1 \quad (31)$$

Weiterhin könnte überdacht werden, ob das empfohlene Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis passend gewählt wurde: Der in der Modellanwendung verwendete Wert von 3,5 basiert auf langjährigen Angaben in der Praxis, die zum einen die Möglichkeit der Verdichtung der Asphaltschicht und zum anderen ihr Verhalten und ihre Eigenschaften während der Nutzung berücksichtigen. Zur Berechnung der Schubverformung ist allerdings der zweite Aspekt, das Verhalten und die Eigenschaften der Asphaltschicht von größerer Bedeutung, zumal die Verdichtung in der Berechnungsformel auch mit dem Verdichtungsgrad Eingang findet. Zudem erforderte insbesondere die Sicherstellung einer guten Verdichtung bislang eine höhere Schichtdicke (als Stichworte seien hier die Wärmekapazität des Asphalts und die Kornzertrümmerung genannt, vergleiche auch Abschnitt 3.6.4). Mit dem Fortschritt der Maschinenteknik und der chemischen Produkte (zum Beispiel viskositätsreduzierende Zusätze) lassen sich inzwischen auch Asphaltschichten mit geringeren Dicken herstellen; auch im aktuellen Regelwerk wird nur der mindestens 2,5-fache Wert des Größtkorndurchmessers als Mindest-Einbaudicke im verdichteten Zustand gefordert [ZTV Asphalt-StB 07]. Demnach könnte der Wert für das empfohlene Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis reduziert werden. Doch um die Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse sicherzustellen und um die Auswirkung der vorstehend beschriebenen Anpassungen bewerten zu können, wird der gewählte Wert des empfohlenen Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnisses hier beibehalten.

Zwischen der Ist-Schichtdicke und dem Verdichtungsgrad kann ein Zusammenhang bestehen, wenn die unterschiedlichen Schichtdicken nicht auf Unregelmäßigkeiten im Einbau, zum Beispiel Stillstand des Fertiglers, Einbau auf sehr unebener Unterlage und nicht kontinuierliche Verfügbarkeit von Asphaltmischgut, sondern auf eine unterschiedliche Verdichtung zurückzuführen sind; zwar können die genannten Unregelmäßigkeiten ebenso einen unterschiedlichen Verdichtungsgrad hervorrufen, da die Verdichtung nicht wie geplant erfolgen kann, aber die Abhängigkeit ist als eher unsystematisch zu erwarten. Bei einer eindeutig verdichtungsbedingten Schwankung der Schichtdicke würde mit einer (gegenüber der Soll-Schichtdicke) zunehmenden Ist-Schichtdicke der Verdichtungsgrad sinken und mit einer geringeren Schichtdicke steigen. Da jedoch für die Beispielstrecke aus den verfügbaren Daten diese Zuordnung nicht vorgenommen werden kann (grundsätzlich ließe sie sich aber aus den Daten der Kontrollprüfung ermitteln), lässt sich diese Abhängigkeit hier nicht berücksichtigen. Gleichfalls ist aufgrund der oben genannten weiteren und bei den Beispielstrecken partiell nicht auszuschließenden Einflüsse anzunehmen, dass diese Wechselwirkung zwischen der Ist-Schichtdicke und dem Verdichtungsgrad nur sehr schwach ausgeprägt sein wird.

Die Ergebnisse der erneuten Berechnung der Schubverformung mit den beschriebenen Anpassungen sind in Bild 4.30 für die Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise dargestellt und in Bild 4.32 für die Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise. Gleichfalls durchgeführt, hier aber nicht grafisch dargestellt, wird die erneute Berechnung der Schubverformung der Asphaltbinderschicht beider Beispielstrecken. Die insgesamt resultierende Spurrinnentiefe ist in Bild 4.31 für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise und in Bild 4.33 für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise zu entnehmen.

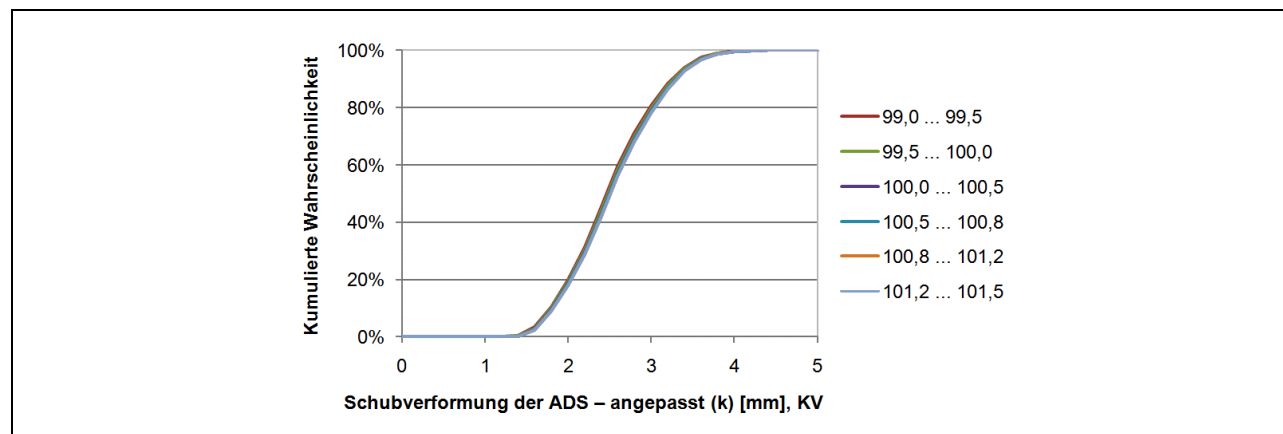


Bild 4.30: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der mit der angepassten Berechnungsformel ermittelten Schubverformung der Asphaltdeckschicht in konventioneller Bauweise in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads

Anpassung der Berechnungsformel	Gesamt- mittelwert [mm]	Mittelwert abhängig vom (zunehmenden) Verdichtungsgrad * [mm]
Asphaltdeckschicht		
keine Anpassung (Berechnung entsprechend den ersten Annahmen)	2,525	2,493 ... 2,543
Anpassung Verdichtungsgrad und Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis	2,528	2,499 ... 2,545
Asphaltbinderschicht		
keine Anpassung (Berechnung entsprechend den ersten Annahmen)	0,1	0,1
Anpassung Verdichtungsgrad und Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis	0,1	0,1

Tabelle 4.9: Mittelwerte der Schubverformung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

* Mittelwert der berechneten Schubverformung je Klasse des Verdichtungsgrads

Die Schubverformung der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise, die mit der angepassten Berechnungsformel ermittelt wurde, weist keine deutlich vergrößerte Differenzierung und Wechselwirkung der Schubverformung mit dem Verdichtungsgrad auf (siehe Bild 4.30 und Tabelle 4.9). Zudem ist wider Erwarten bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise keine nennenswerte Veränderung der Lage der Wahrscheinlichkeitsverteilung festzustellen: Der Mittelwert der angepassten Schubverformung ist fast gleich und beträgt 2,528 mm. Mit steigendem Verdichtungsgrad beträgt die Schubverformung in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads 2,499 mm bis 2,545 mm; gegenüber der Schubverformung, die entsprechend den ersten Annahmen ermittelt wurde, ist die Spannweite geringfügig reduziert. (Die Angabe der Zahlenwert in dieser Genauigkeit ist in der Darstellung und Analyse der Daten begründet. Für eine Anwendung des Modells in der Praxis und den Vergleich mit Daten aus der Praxis ist diese Genauigkeit nicht erforderlich und sinnvoll.)

In der Asphaltbinderschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise folgt der Anpassung der Berechnungsformel keine Veränderung der Ergebnisse der Schubverformung, was jedoch in dem geringen Niveau der Schubverformung der Asphaltbinderschicht und in der Klassenbildung begründet ist.

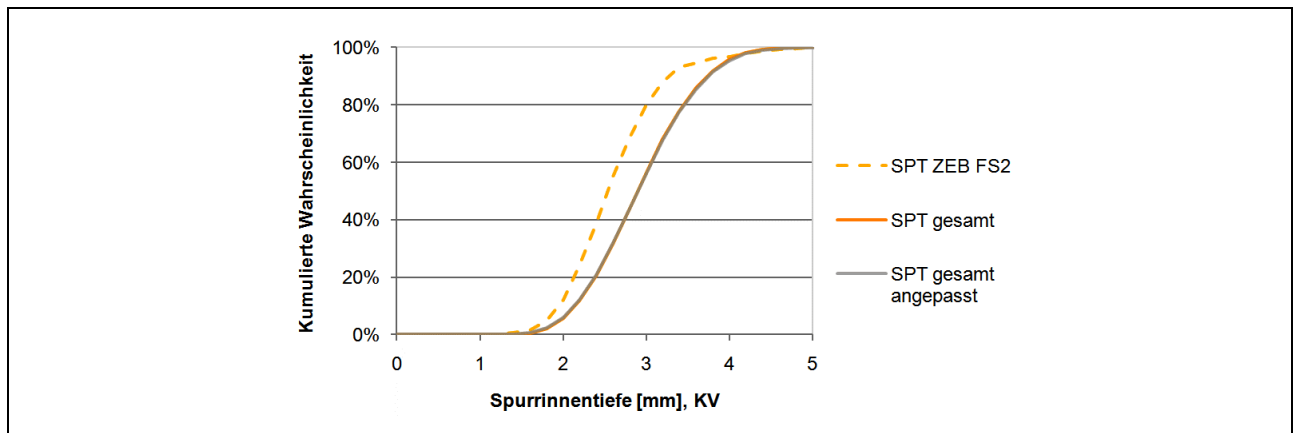


Bild 4.31: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke, die entsprechend den ersten Formeln und Annahmen (SPT gesamt) bzw. mit der für die Schubverformung angepassten Formel (SPT gesamt angepasst) berechnet wurde, sowie der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe (SPT ZEB FS2) der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Die insgesamt resultierende Spurrinnentiefe der Asphaltdecke ist in Bild 4.31 dargestellt, wobei der Fahrbahnabrieb und die Verformung infolge der Nachverdichtung den Wahrscheinlichkeitsverteilungen aus der ersten Berechnung (siehe Abschnitt 4.4.2) entsprechen. Da auch die Schubverformung sich nicht deutlich gegenüber der Berechnung mit den ersten Annahmen veränderte, decken sich nahezu die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe der ersten Berechnung mit der Berechnung bei Anpassung der Formel der Schubverformung. Die nun ermittelte resultierende Spurrinnentiefe beträgt im Mittel 2,925 mm und liegt somit geringfügig, um 0,003 mm oberhalb der zunächst berechneten durchschnittlichen Spurrinnentiefe. Die Differenz zwischen dem Mittelwert der kalkulierten (angepassten) Spurrinnentiefe und der mittleren gemessenen Spurrinnentiefe auf dem zweiten Fahrstreifen erhöht sich dadurch (rundungsbedingt) auf 0,37 mm. Die Standardabweichung der kalkulierten Spurrinnentiefe erhöht sich ebenfalls geringfügig auf 0,611 mm. Die statistische Beurteilung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten Spurrinnentiefe gegenüber der Häufigkeitsverteilung der gemessenen Spurrinnentiefe verändert sich hierdurch jedoch nicht, weiterhin ist auf einem Signifikanzniveau von 5 % die Gleichheit der Mittelwerte abzulehnen und die Gleichheit der Standardabweichung anzunehmen.

Da sowohl die Spurrinnentiefe aus der Asphaltbinderschicht als auch die Spurrinnentiefe aus der Asphaltdeckschicht mit zunehmendem Verdichtungsgrad sinken (die Mittelwerte der Schubverformung in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads reduzieren sich bei der Asphaltdeckschicht von 2,772 mm auf rund 2,690 mm und bei der Asphaltbinderschicht von 0,395 mm auf 0,200 mm), zeigt sich diese Wechselwirkung ebenso in der insgesamt resultierenden Spurrinnentiefe der Asphaltdecke, was den Erwartungen und den Erfahrungen aus der Praxis entspricht.

Der Anteil der gesamten Spurrinnentiefe, der aus der Asphaltbinderschicht stammt, beträgt auch nach Anpassung der Berechnungsformel etwa 8 %.

Bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise zeigt sich eine geringe Veränderung des Mittelwertes der Schubverformung, doch die Abhängigkeit der Ausprägung der Schubverformung von dem Verdichtungsgrad ist nach wie vor marginal (siehe Bild 4.32 und Tabelle 4.10). Der Mittelwert der angepassten Schubverformung beträgt in der Asphaltdeckschicht 1,264 mm und liegt 0,064 mm unter dem Mittelwert der Schubverformung, die anhand der ersten Annahmen berechnet wurde. Der Mittelwert der Schubverformung in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads erhöht sich mit steigendem Verdichtungsgrad für die angepasste Berechnungsformel von 1,252 mm auf 1,274 mm, die Spannweite der Schubverformung in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads ist somit geringfügig reduziert.

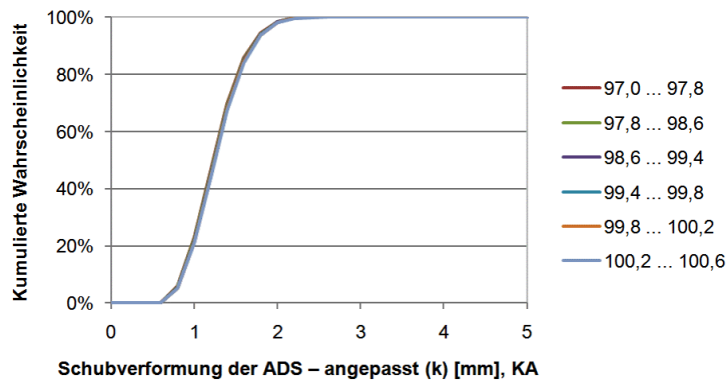


Bild 4.32: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der mit der angepassten Berechnungsformel ermittelten Schubverformung der Asphaltdeckschicht in Kompaktasphaltbauweise in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads

Anpassung der Berechnungsformel	Gesamt-mittelwert [mm]	Mittelwert abhängig vom (zunehmenden) Verdichtungsgrad * [mm]
Asphaltdeckschicht		
keine Anpassung (Berechnung entsprechend den ersten Annahmen)	1,328	1,314 ... 1,340
Anpassung Verdichtungsgrad und Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis	1,264	1,252 ... 1,274
Asphaltbinderschicht		
keine Anpassung (Berechnung entsprechend den ersten Annahmen)	0,236	0,233 ... 0,240
Anpassung Verdichtungsgrad und Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis	0,198	0,195 ... 0,202

Tabelle 4.10: Mittelwerte der Schubverformung in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise
* Mittelwert der berechneten Schubverformung je Klasse des Verdichtungsgrads

In der Asphaltbinderschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise (nicht grafisch dargestellt) zeigt sich eine geringe Verschiebung der Häufigkeitsverteilung der Schubverformung um 0,038 mm hin zu geringeren Werten, wobei die Spannweite der Mittelwerte je Klasse des Verdichtungsgrads mit 0,007 mm gleich bleibt.

Die insgesamt resultierende Spurrinnentiefe der Asphaltdecke in Kompaktasphaltbauweise (die Häufigkeitsverteilung der Verformung infolge von Nachverdichtung und des Fahrbahnabriebs entsprechen den Ergebnissen aus der ersten Berechnung) ist Bild 4.33 zu entnehmen. Es zeigt sich, dass aufgrund der geringfügig reduzierten Schubverformung der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht die Häufigkeitsverteilung der Spurrinnentiefe entsprechend nach links verschoben ist. Durchschnittlich wird durch die Anpassung der Formel der Schubverformung eine um 0,026 mm geringere Spurrinnentiefe der Asphaltdecke ermittelt, sie beträgt 1,890 mm. Wird die Wahrscheinlichkeitsverteilung der nun resultierenden Spurrinnentiefe mit der relativen Häufigkeitsverteilung der im Rahmen der ZEB gemessenen Spurrinnentiefe des zweiten Fahrstreifens verglichen, so ist festzustellen, dass die vorgenommene Anpassung der Formel zur Berechnung der Schubverformung zu einer – wenn auch äußerst geringen – Annäherung führt. Die Differenz zum Mittelwert der Daten, die im Rahmen der ZEB auf dem zweiten Fahrstreifen gemessen wurden, reduziert sich auf 0,48 mm. Die Standardabweichung der kalkulierten Spurrinnentiefe verändert sich nicht. Die statistische Beurteilung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der berechneten angepassten Spurrinnentiefe gegenüber der relativen Häufigkeitsverteilung der gemessenen

Spurrinnentiefe führt dementsprechend zu keinem anderen Ergebnis, auf einem Signifikanzniveau von 5 % ist die Gleichheit der Mittelwerte und die Gleichheit der Standardabweichung abzulehnen. Daher wären weitere Anpassungen der Formeln zur Berechnung der Schubverformung und der Verformung infolge von Nachverdichtung sowie eine Prüfung der festgelegten Konstanten und Größen notwendig.

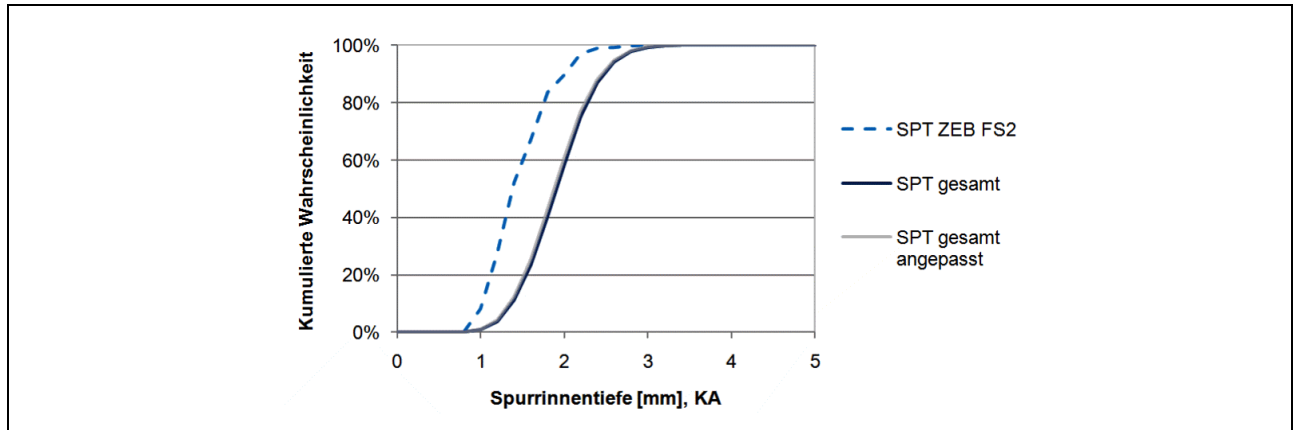


Bild 4.33: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke, die entsprechend den ersten Formeln und Annahmen (SPT gesamt) bzw. mit der für die Schubverformung angepassten Formel (SPT gesamt angepasst) berechnet wurde, sowie der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe (SPT ZEB FS2) der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Sowohl die Spurrinnentiefe der Asphaltbinderschicht als auch die Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht sinken (allerdings wie die Verformung infolge von Nachverdichtung nur im geringen Maß) mit zunehmendem Verdichtungsgrad; die Mittelwerte der Schubverformung in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads sinken bei der Asphaltdeckschicht von 1,415 mm auf etwa 1,405 mm und bei der Asphaltbinderschicht von 0,548 mm auf 0,408 mm. Folglich zeigt sich diese Wechselwirkung auch für die insgesamt resultierende Spurrinnentiefe der Asphaltdecke, was den Erwartungen und den Erfahrungen aus der Praxis entspricht.

Der Anteil der gesamten Spurrinnentiefe, der aus der Verformung der Asphaltbinderschicht resultiert, erhöht sich durch die Anpassung der Berechnungsformel von 23 % auf etwa 26 %. Auch dieses Maß liegt im Rahmen der Kenntnisse aus der Praxis.

Der bei allen Berechnungen wiederkehrende Anstieg der Schubverformungen mit zunehmendem Verdichtungsgrad ist geringfügig und beträgt höchstens etwa 0,05 mm. In der Praxis ist bekannt, dass mit einem höheren Verdichtungsgrad (wenn gleichzeitig ein ausreichender Hohlraumgehalt vorliegt) allgemein der Verformungswiderstand der Asphaltschicht steigt und die Spurrinnentiefe dementsprechend sinkt, sodass der zu beobachtende tendenzielle Anstieg der Schubverformung mit zunehmendem Verdichtungsgrad entgegen den Erwartungen verlaufen mag.

Werden die Zusammenhänge und Definitionen in dem Modell betrachtet, das die Spurrinnentiefe zusammengesetzt aus der Verformung infolge von Nachverdichtung, der Schubverformung und (in dieser Betrachtung vernachlässigbar) dem Fahrbahnabrieb abbildet, resultieren folgende Aspekte. Ein höherer Verdichtungsgrad ermöglicht nur eine geringere Nachverdichtung; dieser Zusammenhang bestätigt sich auch in der berechneten Verformung infolge von Nachverdichtung, die mit steigendem Verdichtungsgrad sinkt. Die Spurrinnenbildung ist dann, bei einer reduziert möglichen Nachverdichtung, in erster Linie der Schubverformung zuzurechnen. Hinsichtlich der Schubverformung, die aus der Verdrängung resultiert und allein das Material betrachtet, ergeben sich zwei Perspektiven: Zum einen lässt sich, wie bereits genannt, eine geringe Reduzierung der Schubverformung bei steigendem Verdichtungsgrad aufgrund des besser in sich verzahnten und abgestützten Korngerüsts erwarten. Zum anderen ist für einen höheren Verdichtungsgrad bei gleicher Belastung eine zunehmende Verdrängung nachvollziehbar, da aufgrund eben der „fehlenden Möglichkeit“ zur Nachverdichtung, das Material anderweitig nachgibt; kann es nicht mehr weiter verdichtet werden (in der Praxis mit der maximalen Raumdichte zu beziffern), erfolgt bei Belastung materialspezifisch unausweichlich langfristig eine Verdrängung. Diese beiden Aspekte

stehen sich gegenüber und können theoretisch diese geringe Varianz der Schubverformung in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads erklären. Welcher Aspekt größeres Gewicht hat und somit die Tendenz bestimmt, wird in der Praxis von den übrigen Materialeigenschaften und in dem Modell von den aufgenommenen Daten und den weiteren berücksichtigten Einflüssen abhängen.

Werden die Berechnungsformel und die Zwischenergebnisse betrachtet, lassen sich die berechneten Ergebnisse mathematisch wie folgt erklären: Die Berechnungsformel der Schubverformung fußt neben der Verkehrsbelastung als Variable auf der theoretischen Dicke m_1 und einem Faktor m_2 , der die Materialeigenschaften und ihren Einfluss auf die Schubverformung beschreibt. Der Verdichtungsgrad ist in dem zweiten Faktor enthalten, wobei die Varianz seines Faktors aufgrund der relativ geringen Spannweite des Verdichtungsgrads nicht sehr stark herausgebildet ist. In dem ersten Faktor, der theoretischen Dicke der Asphaltsschicht, fließt der Hohlraumgehalt ein. Dabei gilt bei gleicher Asphaltmenge: Je geringer der Hohlraumgehalt ist, desto größer ist die theoretische Dicke. Da der Hohlraumgehalt bei einem steigenden Verdichtungsgrad sinkt, steht er der Wirkungsrichtung des Einflusses des Verdichtungsgrads entgegen (vergleichbar zu dem oben beschriebenen zweiten Aspekt). Aufgrund des höheren Einflusses des Hohlraumgehalts auf das Rechenergebnis (er wird ungemindert bei der Berechnung der theoretischen Dicke berücksichtigt) und seiner größeren Schwankungsbreite kann dann eine gegensätzliche Wechselwirkung zwischen dem Verdichtungsgrad und der Schubverformung reduziert und – wie hier – auch aufgehoben und gewendet werden.

Der Hohlraumausfüllungsgrad, der in dem Faktor m_2 enthalten ist, wirkt analog und somit grundsätzlich konträr zum Verdichtungsgrad auf die Schubverformung, was auch theoretisch nachvollziehbar ist. Mit steigendem Verdichtungsgrad sinkt der fiktive Hohlraumgehalt, wodurch – bei gleicher Bitumenmenge – der Hohlraumausfüllungsgrad ebenfalls steigt und der Verformungswiderstand verringert wird. Die weiteren Faktoren sind unabhängig vom Verdichtungsgrad definiert, sodass sie die Wechselwirkung zwischen Schubverformung und Verdichtungsgrad höchstens dämpfen oder verzerren, jedoch nicht aufheben oder umkehren können. Dementsprechend zeigen zusätzliche Berechnungen des Faktors m_2 ein uneinheitliches Bild. Der Wert des Faktors variiert in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads nur sehr gering und lässt keine klar steigende oder fallende Entwicklung erkennen.

Insoweit ist mathematisch nachzuvollziehen, weshalb die Wechselwirkung zwischen Schubverformung und Verdichtungsgrad von der Auswirkung des Hohlraumgehalts und infolge der Vielzahl der weiteren (und zum Teil dem Verdichtungsgrad entgegengesetzten) Größen überlagert und gewendet wird.

Hinsichtlich der tatsächlich vorhandenen Zusammenhänge in der Praxis kann aber keine abschließende Beurteilung abgegeben werden. Zwar sind die oben dargestellten Aspekte und die Erläuterungen zur möglichen Verdrängung, zum Hohlraumgehalt und zum Hohlraumausfüllungsgrad sowie ihre Auswirkungen theoretisch logisch, doch stellt sich die Frage, ob das Maß ihrer Auswirkung auf die Schubverformung richtig ist. Zu dem Vorhandensein und dem Maß der Wechselwirkung zwischen der hier betrachteten Schubverformung und dem Verdichtungsgrad, dem Hohlraumgehalt sowie dem Hohlraumausfüllungsgrad und zu dem Anteil der Schubverformung an der gesamten Spurrinnenbildung liegen soweit bekannt keine Forschungsergebnisse vor. Daher wären diesbezügliche Untersuchungen erforderlich, um dann auf Basis ihrer Ergebnisse die Berechnungsformel geeignet weiter anpassen zu können. Im Rahmen dieser Arbeit können diese Untersuchungen jedoch nicht geleistet werden.

Für die weitere Anpassung der Berechnungsformel (oder hier der Berechnungsergebnisse an die im Rahmen der ZEB gemessene relative Häufigkeitsverteilung) wären weitere Veränderungen der Abbildung und Formulierung des Einflusses der Größen zu erwägen; dabei sind auch die Veränderung der den Größen zum Teil zugewiesenen Werte und Gewichte und das Weglassen einzelner Größen denkbar. Weiterhin wäre zu prüfen, ob die hier vereinfachend für die beiden Bauweisen als gleich angenommenen Größen und Faktoren, zum Beispiel Faktor r und w , für die Bauweisen einzeln ermittelt werden müssten. Für den Vergleich mit den im Rahmen der ZEB auf beiden Fahrstreifen ermittelten Spurrinntentiefen wäre außerdem die Verkehrsbelastung entsprechend differenziert zu formulieren.

4.6 Prognose der Entwicklung der Spurrinnentiefe

4.6.1 Allgemeines

Nach der ersten Überprüfung des Modells anhand des Vergleichs zwischen der mit dem Modell berechneten Spurrinnentiefe und der im Rahmen der ZEB gemessenen Spurrinnentiefe (siehe Abschnitt 4.4) sowie der Anpassung der Formel zur Berechnung der Schubverformung wird im Folgenden die Entwicklung der Spurrinnentiefe über 20 Jahre prognostiziert. Zwar führte die Anpassung nicht zu dem erwarteten Ergebnis, aber die Anpassung stellt eine bessere Abbildung der bekannten Zusammenhänge dar und das Ergebnis ist anhand der Daten mathematisch und theoretisch plausibel. Zudem zeigt die Spurrinnentiefe, die sich nach der Anpassung der Formel der Schubverformung ergibt, insgesamt einen Verlauf, der die Erfahrungen der Praxis und die Ergebnisse der Forschung grundsätzlich wiedergibt. Daher wird für diese Betrachtung die Spurrinnentiefe unter Anwendung der angepassten Formel ermittelt.

Weiterhin ist für die Prognose über 20 Jahre die Verkehrsbelastung in Abhängigkeit von der Liegedauer bei der Berechnung der jeweiligen Spurrinnentiefe entsprechend zu berücksichtigen. Die hierzu erforderliche jeweils über die Liegedauer summierte Anzahl der täglichen Achsübergänge des Schwerverkehrs, die zur Berechnung der Verkehrsbelastung dient, wurde bereits in Tabelle 4.2 (siehe Abschnitt 4.3.1) aufgeführt.

Bei der Prognose fließen die Veränderung verschiedener Kenndaten der Asphaltdeckschicht infolge des Verkehrs sowie die Zunahme der Verkehrsbelastung in die Entwicklung der Spurrinnentiefe ein. Nicht berücksichtigt werden Effekte auf das Fahrverhalten und die Ermüdung und Gefügauflockerung des Asphalts (Effekt 3 der Spurrinnenbildung, vgl. Abschnitt 3.7.2).

Hinsichtlich des Fahrverhaltens wurde in der Praxis teilweise beobachtet, dass ab einer bestimmten Spurrinnentiefe die Fahrzeuge verstärkt in die bereits ausgeprägten Spurrinnen geführt werden, sodass die Verkehrsbelastung infolge der Spurführung relativ betrachtet zunimmt und die Entwicklung der Spurrinnentiefe zusätzlich verstärkt wird. Dies ist jedoch von dem Abstand der Spurrinnen, ihrer Form sowie Tiefe und der Fahrzeugkonstruktion abhängig, sodass dies und der zugehörige Grenzwert der Spurrinnentiefe in gezielten Untersuchungen noch genauer zu betrachten sind.

Die Ermüdung des Asphalts, mit Fortschritt durch Rissbildung in den Spurrinnen zu erkennen, resultiert nach längerer Liegedauer unter anderem aus der Alterung, der Materialermüdung und schließlich dem Materialversagen. Näherungsweise könnte dieser Effekt in dem in DRAT formulierten Modell in Abhängigkeit von der Ausprägung der berechneten Spurrinnentiefe ermittelt werden; geeignete Funktionen zur Beschreibung des quantitativen Zusammenhangs wären beispielsweise die e-Funktion (mit $f(x) = a \cdot e^{b \cdot x - c}$) oder eine Hyperbel (mit $f(x) = (x - d)^{-n} + c$). Dieser Effekt wurde bei der Formulierung des quantitativen Modells im Rahmen dieser Arbeit ausgeschlossen; hierzu liegen zu wenig Beobachtungen und Untersuchungsergebnisse vor, um eine nachvollziehbare und geeignete quantitative Abbildung vornehmen zu können.

Auch eine Versteifung der Asphaltdeckschicht, wie sie in der Praxis aufgrund der Bitumenalterung zu beobachten ist, wird nicht in die Prognose einbezogen, da die Auswirkung dieses Einflusses auf das Maß der Verformung als sehr gering eingeschätzt wird. (Soll dies berücksichtigt werden, wären beispielsweise die Faktoren r und w in Abhängigkeit der Liegedauer zu variieren.)

Zur Abschätzung der Lebensdauer der Asphaltdeckschicht im Hinblick auf die Spurrinnenbildung wird die Regelung der ZEB herangezogen. Danach ist eine Erhaltungsmaßnahme an Bundesfernstraßen zu planen oder die Ursache des Erscheinungsbildes zu bestimmen ist, sobald der Warnwert überschritten wird. Eingeleitet werden muss die Erhaltungsmaßnahme, wenn der Zustand der Straße den Schwellenwert erreicht. Übertragen auf die Spurrinnentiefe bedeutet dies, dass ab einer Spurrinnentiefe von 10 mm eine Erhaltungsmaßnahme zu planen oder die Ursache der Spurrinnenbildung zu ergründen und ab einer Spurrinnentiefe von 20 mm eine

Erhaltungsmaßnahme durchzuführen ist. Der Zielwert entspricht einer Spurrinnentiefe von 4 mm. (Siehe hierzu die Erläuterungen und Bild 2.4 in Abschnitt 2.2.2.)

Vor dem Hintergrund dieser Grenzwerte, der erforderlichen Genauigkeit und der Berechnungsdauer des Programms wird die Skala bei der Berechnung der Spurrinnentiefe unterschiedlich gewählt: Bis zu einer Verformung von 4 mm beträgt die Klassenbreite 0,2 mm, zwischen 4 mm und 10 mm wird eine Klassenbreite von 1 mm gewählt und oberhalb von 10 mm wird eine Klassenbreite von 2 mm als hinreichend genau erachtet. Zwar steigt mit einer größeren Klassenbreite der Fehler der Berechnung (vgl. die Hinweise in Abschnitt 2.3.4 und 4.2.2), doch dieser wird hier als sehr gering gegenüber dem Ergebnis eingeschätzt.

In den Abschnitten 4.4.2 und 4.4.3 zeigte sich, dass die Spurrinnenbildung zum wesentlichen Teil aus der Verformung der Asphaltdeckschicht stammt und der geringere Anteil der Spurrinnenbildung aus der Asphaltbinderschicht gut anteilig abgeschätzt werden kann. Auch in Abschnitt 4.5.4, nach der Anpassung der Berechnungsformel, bestätigte sich dies. Der Anteil der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke, der aus der Verformung der Asphaltbinderschicht stammt, wird über die Nutzungsdauer in einer etwa gleichen Größenordnung liegen bzw. sich nur gering reduzieren. Daher und um die Berechnungsdauer mit DRAT zu beschränken (sie ist dennoch beachtlich und beträgt insgesamt mehrere Tage), wird die Prognose der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke aufbauend auf der detaillierten Berechnung der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht und einer anteiligen Berücksichtigung der Spurrinnentiefe der Asphaltbinderschicht vorgenommen. Um den Zahlenwert des Anteils abzusichern, werden zu zwei ausgewählten Zeitpunkten, nach einer Liegedauer von 10 Jahren und 15 Jahren, die Verformungen der Asphaltbinderschicht berechnet und mit der anteiligen Berechnung verglichen.

Die mittlere kalkulierte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke, die mit der angepassten Formel der Schubverformung berechnet wurde, überschreitet die mittlere gemessene Spurrinnentiefe der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise um 0,37 mm und in Kompaktasphaltbauweise um 0,48 mm, dies sind 14,5 % bzw. 34,0 % des Mittelwertes der jeweiligen Verteilung. Anhand der Berechnungsformel zur Bestimmung der Spurrinnentiefe und des vorherrschenden Einflusses der Schubverformung lässt sich erkennen, dass der relative Fehler unabhängig von der Größe des Ergebnisses nahezu gleich bleibt. Die Ergebnisse liegen bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise somit um 14,5 % und bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise um 34,0 % oberhalb des „richtigen“ Ergebnisses. Folglich kann – sofern die Berechnungsformel grundsätzlich als richtig erachtet wird – die prognostizierte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke um den relativen Fehler entsprechend korrigiert werden.

4.6.2 Konventionelle Asphaltdeckschicht

In Bild 4.34 ist die durchschnittliche Entwicklung der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise dargestellt. Weiterhin sind dem Bild die Entwicklung des Fahrbahnabriebs, der Verformung infolge von Nachverdichtung und der Schubverformung zu entnehmen. Es ist eindeutig zu erkennen, dass die Schubverformung die Spurrinnentiefe bestimmt, wie es aufgrund der ausreichenden Verdichtung der Beispielstrecke sowie der Erfahrung aus der Praxis zu erwarten ist und es sich bereits bei der Auswertung nach fünf Jahren (siehe Abschnitt 4.4.2) zeigte. Der leicht progressive Verlauf der Schubverformung und der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht erscheint im Hinblick auf die ihnen hinterlegten Berechnungsformeln widersprüchlich, ist aber in der Entwicklung der Verkehrsbelastung begründet (vgl. Abschnitt 4.3.1 und Tabelle 4.2).

Die praktisch maximal mögliche Schubverformung, die eine fast vollständige Verdrängung des Materials der Asphaltschicht beschreibt, entspricht der theoretischen Dicke, dem Faktor m_1 der Schubverformung. Wird näherungsweise der minimale Hohlraumgehalt und die Soll-Schichtdicke der Asphaltdeckschicht eingesetzt, so lässt sich die maximal mögliche Schubverformung von 42,8 mm berechnen. Die berechnete Schubverformung liegt zu allen Betrachtungszeitpunkten unterhalb dieses Wertes, sodass alle Ergebnisse im Folgenden herangezogen werden können.

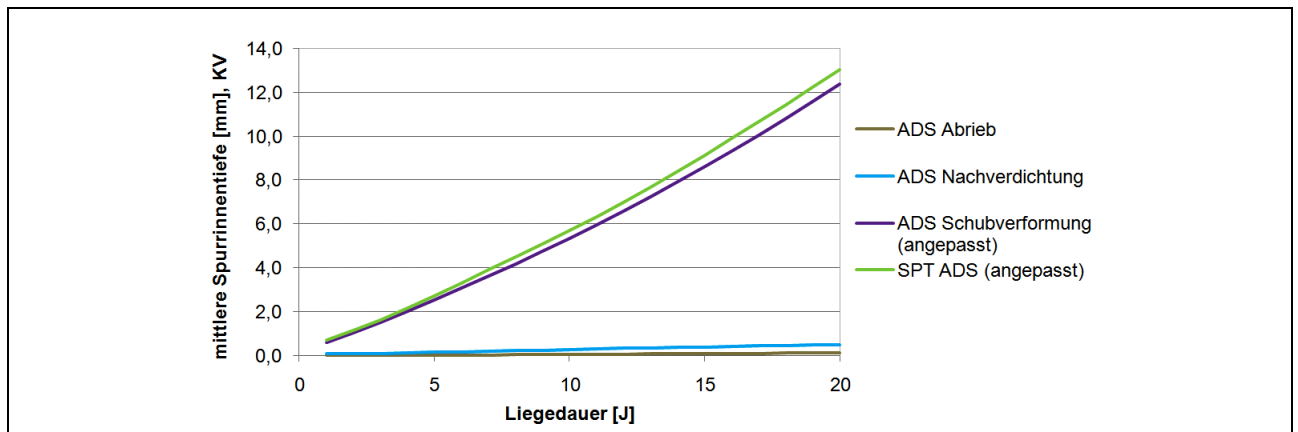


Bild 4.34: Entwicklung der mittleren Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht sowie ihrer Komponenten Abrieb der Fahrbahn, Verformung infolge von Nachverdichtung und Schubverformung (berechnet mit der angepassten Formel) in Abhängigkeit der Liegedauer für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Nach einer Liegedauer von zehn Jahren beträgt die Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht 5,7 mm, nach 15-jähriger Liegedauer 9,1 mm und zum Ende des Prognosezeitraums 13,0 mm. Wird angenommen, dass etwa 8 % der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke von der Asphaltbinderschicht ausgehen, wie es zu dem Betrachtungszeitpunkt nach fünf Jahren Liegedauer ermittelt wurde, ergibt sich anhand der Daten der Asphaltdeckschicht insgesamt nach zehn Jahren eine Spurrinnentiefe der Asphaltdecke von 6,2 mm, nach 15 Jahren von 9,9 mm und nach 20 Jahren von 14,1 mm.

Die Verformung der Asphaltbinderschicht, die für eine Liegedauer von zehn und 15 Jahren mit DRAT berechnet wird, zeigt, dass diese Annahme eine gute Näherung für die Prognose darstellt: Die auf Basis der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht abgeschätzte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke differiert von der mit dem Modell berechneten Spurrinnentiefe für beide Betrachtungszeitpunkte um 0,2 mm (siehe Tabelle 4.11). Die gesamte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke ermittelt sich zu diesen Zeitpunkten mit 6,0 mm (10 Jahre) bzw. 9,7 mm (15 Jahre). Demnach nimmt der Anteil der Verformung der Asphaltbinderschicht an der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke mit der Zeit ab auf 5 % bzw. 6 %. Somit kann aus der Verformung der Asphaltdeckschicht die gesamte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke kalkuliert werden, wobei für die weitere Berechnung der Anteil anhand der dargestellten Ergebnisse auf 6 % angepasst wird.

	10 Jahre		15 Jahre	
	Schätzung*	Berechnung	Schätzung*	Berechnung
Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht [mm]	5,7		9,1	
Spurrinnentiefe der Asphaltbinderschicht [mm]	0,5	0,3	0,8	0,6
Spurrinnentiefe der Asphaltdecke [mm]	6,2	6,0	9,9	9,7
Differenz [mm]	0,2		0,2	

Tabelle 4.11: Vergleich der Spurrinnentiefe, die anhand der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht abgeschätzt wurde, und der berechneten Spurrinnentiefe der Asphaltdecke in konventioneller Bauweise

* Annahme: 8 % der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke folgt aus der Verformung der Asphaltbinderschicht

In Bild 4.35 ist die Verteilung der Spurrinnentiefe für die verschiedenen Liegedauern als Boxplot wiedergegeben, wobei die senkrechte Linie die Spannweite (Minimum und Maximum), der graue Kasten den Interquartilsabstand (Abstand zwischen oberem und unterem Quartil) und der mittlere Balken den Mittelwert der ermittelten Spurrinnentiefe darstellt. Der zum Teil sprunghafte Anstieg der Spannweiten, der besonders ab einer Liegedauer von 12 Jahren zu verzeichnen ist, erklärt sich mit der Klassenbildung. Dabei entspricht das Minimum der Untergrenze der Klasse, in der die

kumulierte Wahrscheinlichkeit mindestens den Wert 0,001 (0,1 %) erreicht, und das Maximum der Obergrenze der Klasse, in der die kumulierte Wahrscheinlichkeit den Wert 1,000 (100 %) erreicht.

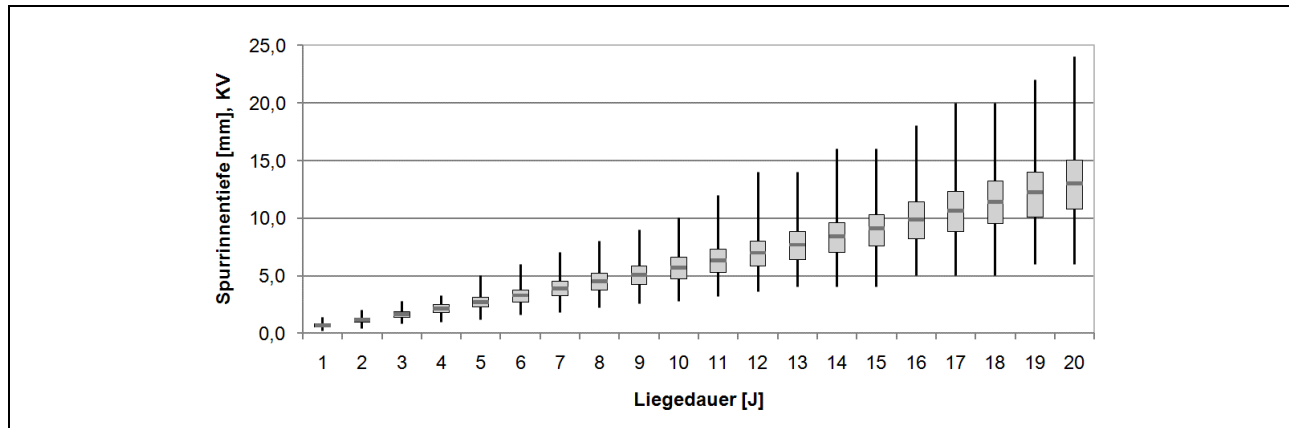


Bild 4.35: Boxplot der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise in Abhängigkeit der Liegedauer
(im Boxplot dargestellt sind der Mittelwert, das obere und untere Quartil sowie die Spannweite der Wahrscheinlichkeitsverteilung jedes Jahres)

Bei der Betrachtung des Boxplots zeigt sich, dass sowohl der Interquartilsabstand als auch die Spannweite mit zunehmender Liegedauer größer werden. Dieses Phänomen ist nicht allein auf die größeren Klassenbreiten bei den höheren Werten zurückzuführen (vgl. Abschnitt 4.6.1), die mit zunehmender Liegedauer zugleich eher mit einer Wahrscheinlichkeit belegt sind, sondern resultiert wesentlich aus der Variabilität der Faktoren. Mit zunehmender Liegedauer bzw. Verkehrsbelastung und der entsprechenden Multiplikation dieser Variabilität, erhält diese absolut betrachtet ein höheres Gewicht (ähnlich zur Fortpflanzung eines Fehlers) und die Schwankungsbreite (der mittlere Fehler) der Werte steigt.

Anhand der Lage der Quartile und des Mittelwerts im Vergleich zu der Spannweite ist zu erkennen, dass sich bei der Verteilung der Spurrinnentiefe eines Jahres bei längerer Liegedauer eine leichte Rechtsschiefe ausprägt. Dies ist plausibel, da aufgrund der Entwicklung der Spurrinnentiefe eine geringere Spurrinnentiefe häufiger anzutreffen sein wird als eine große Spurrinnentiefe; die Kombinationen der Faktoren, die nach längerer Liegedauer zu einer großen Spurrinnentiefe führen, sind seltener wahrscheinlich.

Aus den im Boxplot dargestellten Spannweiten ist zu erkennen, dass der Warnwert (10 mm) allein aus der Verformung der Asphaltdeckschicht nach einer Liegedauer von elf Jahren zumindest für vereinzelte Bereiche überschritten werden kann. Mit einer Wahrscheinlichkeit von 25 %, dies entspricht dem oberen Quartil, wird der Warnwert durch die Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht nach einer Liegedauer von 15 Jahren erreicht oder überschritten. Die Wahrscheinlichkeit, den Schwellenwert allein durch die mit dem Modell kalkulierte Verformung der Asphaltdeckschicht zu überschreiten, ist im gesamten Prognosezeitraum geringer als 25 %. Nach einer Liegedauer von 19 Jahren ist jedoch in vereinzelten Bereichen mit einer Verformung der Asphaltdeckschicht von größer 20 mm zu rechnen.

Für die folgende Prognose der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke wird aufbauend auf der kalkulierten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht zum einen entsprechend den oben dargestellten Ergebnissen eine anteilige Verformung der Asphaltbinderschicht von 6 % an der gesamten Spurrinnentiefe angenommen und zum anderen diese gesamte Spurrinnentiefe anhand der relativen Abweichung des Mittelwerts der kalkulierten Spurrinnentiefe gegenüber dem Mittelwert der gemessenen Spurrinnentiefe zum Zeitpunkt der ZEB korrigiert (siehe den Hinweis in Abschnitt 4.6.1). Die Abweichung, die nach einer Liegedauer von fünf Jahren im Vergleich mit den Messdaten der ZEB auf dem zweiten Fahrstreifen ermittelt wurde und nun zur Korrektur verwendet wird, beträgt für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise +14,5 %. In Bild 4.36 sind die mit den Formeln berechnete Wahrscheinlichkeitsverteilung der Asphaltdeckschicht (SPT ADS) sowie die

wie beschrieben verschobenen Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke mit anteiliger Berücksichtigung der Verformung der Asphaltbinderschicht (SPT gesamt (ABi anteilig)) und mit der Korrektur (SPT gesamt (korrigiert)) veranschaulicht. Zum Vergleich ist ferner die relative Häufigkeitsverteilung der gemessenen Spurrinnentiefe (SPT ZEB FS2) dargestellt. Durch die Berücksichtigung der Korrektur wird die Anpassung der Verteilung der berechneten Spurrinnentiefe an die Verteilung der gemessenen Spurrinnentiefe erkennbar verbessert.

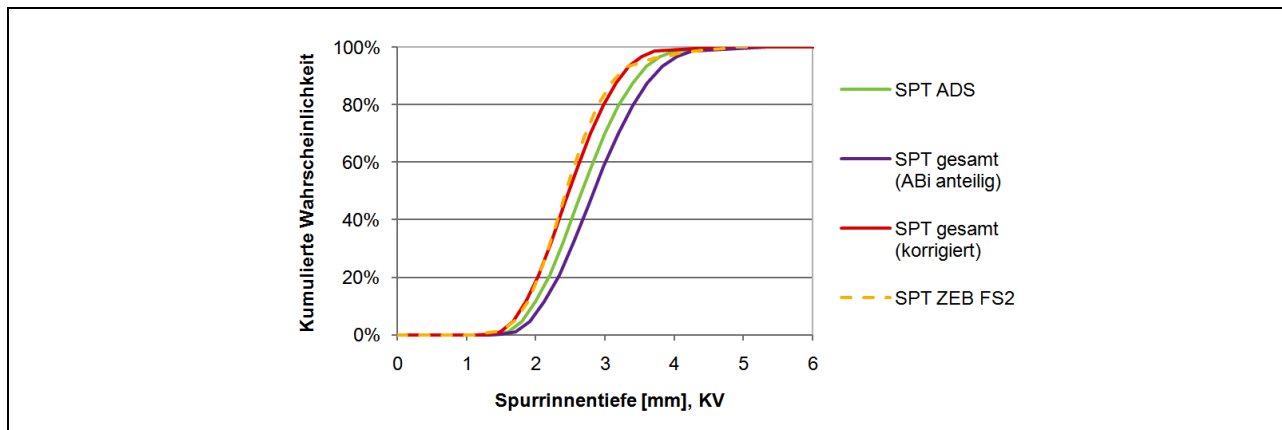


Bild 4.36: Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der kalkulierten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht (SPT ADS) durch die anteilige Berücksichtigung der Verformung der Asphaltbinderschicht (SPT gesamt (ABi anteilig)) und der Korrektur um die Abweichung (SPT gesamt (korrigiert)) für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

In Bild 4.37 ist die kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise dargestellt. Die angegebene Spurrinnentiefe der Asphaltdecke (untere Skala) wird durch die Berücksichtigung der anteiligen Verformung der Asphaltbinderschicht an der resultierenden Spurrinnentiefe berechnet. An der oberen Skala „Korrigierte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke“ kann die, wie zuvor beschrieben, korrigierte Spurrinnentiefe abgelesen werden.

Im Sinne der Übersichtlichkeit und erleichterten Zuordnung der Kurven der einzelnen Jahre wurden die Kurven für eine Liegedauer von fünf, zehn, 15 und 20 Jahren gestrichelt dargestellt. Weiterhin sind in den Bildern für die folgende Analyse die Spurrinnentiefen dargestellt, die im Rahmen der ZEB dem Zielwert (4 mm), dem Warnwert (10 mm) und dem Schwellenwert (20 mm) zugeordnet sind. Die gepunktet eingezeichneten Grenzen beziehen sich auf die Spurrinnentiefe der Asphaltdecke (untere Skala), die gestrichelt eingezeichneten Grenzen auf die korrigierte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke (obere Skala). Die Angaben, die sich im Folgenden auf den korrigierten Wert beziehen, werden zum leichteren Verständnis *kursiv* gedruckt.

Anhand des Kurvenverlaufs der kumulierten Wahrscheinlichkeit ist zu erkennen, wie auch bereits im Boxplot für die Asphaltdeckschicht bemerkt, dass mit zunehmender Liegedauer die Wahrscheinlichkeitsverteilung eine größere Spannweite aufweist; der Kurvenverlauf wird flacher (siehe Bild 4.37). So beträgt die maximale Spurrinnentiefe der Asphaltdecke nach 20-jähriger Liegedauer zwischen etwa 7 mm und 24 mm, während sie nach beispielsweise einjähriger Liegedauer nur zwischen Null und etwa 1 mm variiert.

Der Zielwert, der zur Abnahme einer durchgeführten Baumaßnahme einzuhalten ist, wird bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise mit der prognostizierten Spurrinnentiefe erst im fünften Jahr überschritten, bei der korrigierten Spurrinnentiefe zu einem geringeren Anteil als bei der Spurrinnentiefe mit nur anteiliger Berücksichtigung der Verformung der Asphaltbinderschicht. Innerhalb der Verjährungsfrist für Mängelansprüche (nach aktuellem Regelwerk) wäre daher ein Überschreiten der Spurrinnentiefe von 4 mm eher unwahrscheinlich. Bis zu einer Liegedauer von zehn bzw. *elf* Jahren wird der Warnwert nur äußerst selten überschritten und bis 18 bzw. *mindestens* 20 Jahre Liegedauer der Schwellenwert.

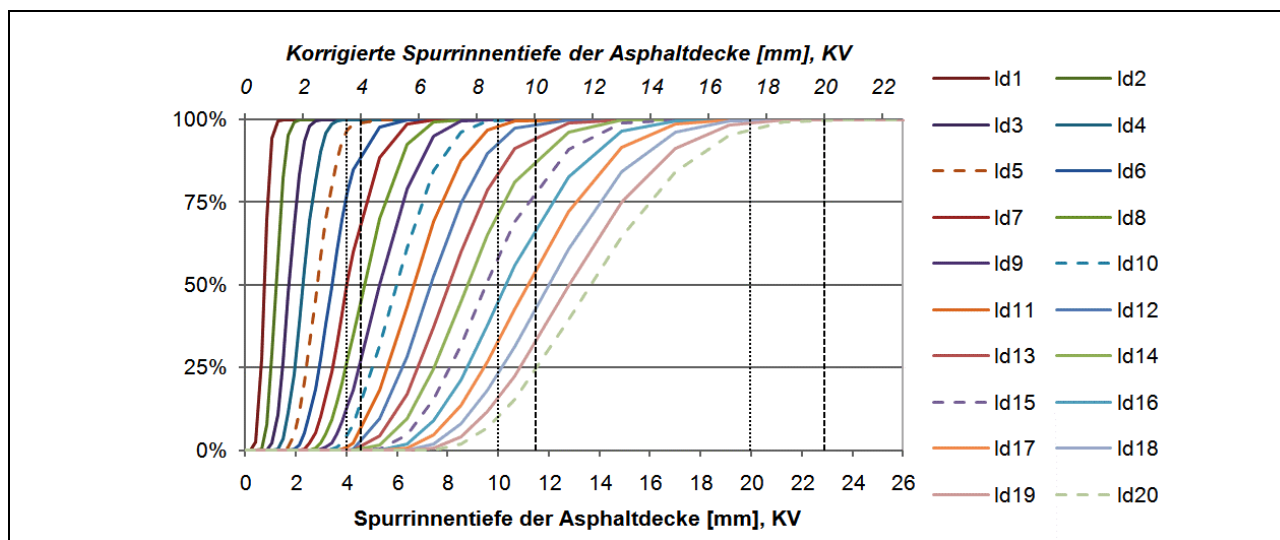


Bild 4.37: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe in Abhängigkeit der Liedauer (Id) für die Asphaltdecke der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Eine Spurrinnentiefe, die mindestens im Mittel (oder auf der Hälfte der Strecke) dem Warnwert entspricht, ist nach 15 bis 16 bzw. 17 bis 18 Jahren zu erwarten, sodass dann Untersuchungen über die Ursache und eine Planung über mögliche Erhaltungsmaßnahmen aufgenommen werden müssen. Nach 20 Jahren wäre (ohne Berücksichtigung der Korrektur) auf etwa 3 % der Strecke eine Spurrinnentiefe zu erwarten, die dem Schwellenwert entspricht bzw. darüber liegt, sodass unmittelbar eine Erhaltungsmaßnahme durchgeführt werden müsste. Bei Berücksichtigung der Korrektur wird innerhalb des Prognosezeitraums eine Spurrinnentiefe von 20 mm nicht erreicht. Diese Zeiträume liegen im Bereich der Erfahrungen aus der Praxis; hier wird die Lebensdauer von Asphaltdeckschichten aus Splittmastixasphalt mit mindestens 15 Jahren bis hin zu durchschnittlich 20 Jahren angegeben (siehe Abschnitt 2.2.3).

Ein Vergleich der kalkulierten Spurrinnentiefe mit verschiedenen Beobachtungen in der Praxis zeigt ebenfalls eine gute Annäherung: In einer Untersuchung von 20 Autobahnabschnitten, die zwischen 1993 und 1995 mit Splittmastixasphalt 0/11 S und Asphaltbinder 0/16 oder 0/22 hergestellt wurden, zeigte sich nach zwei- bis vierjähriger Belastung eine Spurrinnentiefe zwischen 1,7 mm und 16,0 mm [Großhans, Pohlmann, Reuter 1998]. Die Verkehrsbelastung auf den Abschnitten in dieser Zeit lag zwischen 5 und 10 Mio. 10-t-AÜ für den gesamten Querschnitt. Mit dem Modell wurden Spurrinnentiefen im Mittel von 1,2 mm bis 2,3 mm bzw. 1,0 mm bis 2,0 mm berechnet, wobei die Verkehrsbelastung der Beispielstrecke deutlich geringer, zwischen 1,3 und 2,4 Mio. 10-t-AÜ lag. Eine weitere Untersuchung ergab nach zehnjähriger Liedauer einer überwiegend horizontalen und geradlinigen Versuchsstrecke auf der BAB A 70 (Baujahr 1991) mit Asphaltdeckschichten aus Asphaltbeton und Splittmastixasphalt eine Spurrinnentiefe zwischen 3,3 mm und 6,5 mm [Hushek 2004b]. Die mit dem Modell prognostizierte Spurrinnentiefe beläuft sich im Mittel auf etwa 6,0 mm bzw. 5,3 mm, wobei die Verkehrsbelastung der Beispielstrecke etwas geringer war als die Verkehrsbelastung auf der untersuchten Versuchsstrecke.

Bei der Erhaltungsplanung wird vorausgesetzt, dass der Zustandwert der Zustandsgröße, auf der die Prognose aufbaut, größer Eins ist; dies entspricht einer Spurrinnentiefe von mehr als 4 mm. Diese Spurrinnentiefe wird jedoch bei der Beispielstrecke auf dem zweiten Fahrstreifen nur von 3,4 % der Messdaten erreicht oder überschritten, im Mittel beträgt die gemessene Spurrinnentiefe nur 2,56 mm. Ein Vergleich der mit dem Modell prognostizierten Werte mit den Werten, die sich nach der Erhaltungsplanung im Rahmen der ZEB [AP 9/R 2001] ergeben würden, wäre daher nur begrenzt möglich und nicht sinnvoll.

4.6.3 Kompakte Asphaltbefestigung

In Bild 4.38 ist die durchschnittliche Entwicklung der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise dargestellt. Weiterhin sind dem Bild die Entwicklung des Fahrbahnabriebs, der Verformung infolge von Nachverdichtung und der Schubverformung zu entnehmen. Wie bereits bei dem Vergleich der berechneten Spurrinnentiefe mit den Daten der ZEB (siehe Abschnitt 4.4.3) liegt der wesentliche Anteil der Spurrinnentiefe in der Schubverformung. Dies ist auch aufgrund der ausreichenden Verdichtung der Beispielstrecke zu erwarten. Der leicht progressive Verlauf der Schubverformung und der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht ist wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise in der Entwicklung der Verkehrsbelastung begründet.

Die praktisch maximal mögliche Schubverformung (vgl. die Erläuterung in Abschnitt 4.6.2) beträgt 20,6 mm. Da die berechnete Schubverformung zu allen Betrachtungszeitpunkten unterhalb dieses Wertes liegt, können alle Ergebnisse im Folgenden ausgewertet werden.

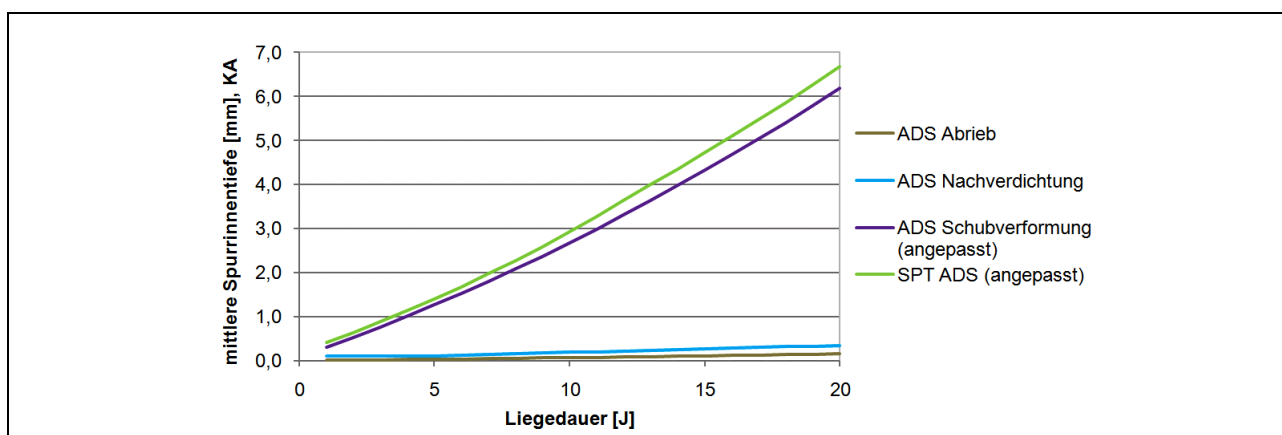


Bild 4.38: Entwicklung der mittleren Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht sowie ihrer Komponenten Abrieb der Fahrbahn, Verformung infolge von Nachverdichtung und Schubverformung (berechnet mit der angepassten Formel) in Abhängigkeit der Liegedauer für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Nach einer Liegedauer von zehn Jahren beträgt die Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht 2,9 mm, nach 15-jähriger Liegedauer 4,7 mm und zum Ende des Prognosezeitraums 6,7 mm. Wird angenommen, dass etwa 26 % der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke von der Asphaltbinderschicht ausgeht, wie es zu dem Betrachtungszeitpunkt nach fünf Jahren Liegedauer für die angepasste Berechnungsformel ermittelt wurde (siehe Abschnitt 4.5.4), ergibt sich anhand der Daten der Asphaltdeckschicht insgesamt nach zehn Jahren eine Spurrinnentiefe von 3,9 mm, nach 15 Jahren von 6,4 mm und nach 20 Jahren von 9,1 mm.

	10 Jahre		15 Jahre	
	Schätzung*	Berechnung	Schätzung*	Berechnung
Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht [mm]	2,9		4,7	
Spurrinnentiefe der Asphaltbinderschicht [mm]	1,0	1,0	1,7	1,6
Spurrinnentiefe der Asphaltdecke [mm]	3,9	3,9	6,4	6,3
Differenz [mm]	0,0		0,1	

Tabelle 4.12: Vergleich der Spurrinnentiefe, die anhand der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht abgeschätzt wurde, und der berechneten Spurrinnentiefe der Asphaltdecke in Kompaktasphaltbauweise

* Annahme: 26 % der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke folgt aus der Verformung der Asphaltbinderschicht

Anhand der durchgeführten Berechnung der Verformung der Asphaltbinderschicht für eine Liegedauer von zehn und 15 Jahren zeigt sich, dass die Schätzung unter der Annahme, 26 % der gesamten Spurrinnentiefe folgen aus der Verformung der Asphaltbinderschicht, eine sehr gute

Näherung für die Prognose darstellt: Die auf Basis der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht abgeschätzte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke differiert von der mit dem Modell berechneten Spurrinnentiefe für beide Betrachtungszeitpunkte um höchstens 0,1 mm (siehe Tabelle 4.12). Der Anteil der Verformung der Asphaltbinderschicht an der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke sinkt somit für den Betrachtungszeitpunkt von 15 Jahren auf rund 25 %. Im Weiteren kann daher aus der Verformung der Asphaltdeckschicht die gesamte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke kalkuliert werden, wobei der Anteil von 26 % beibehalten wird.

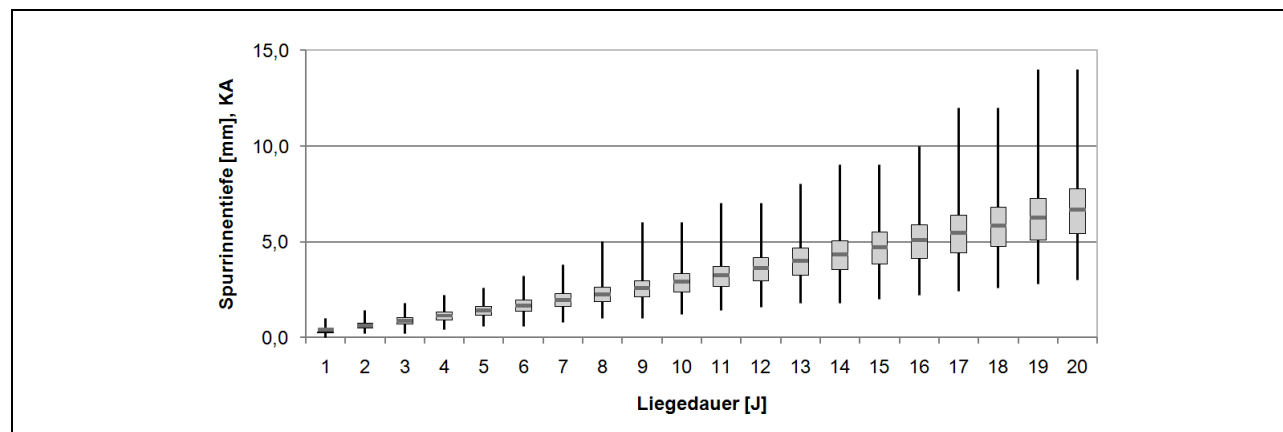


Bild 4.39: Boxplot der Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise in Abhängigkeit der Liegedauer
(im Boxplot dargestellt sind der Mittelwert, das obere und untere Quartil sowie die Spannweite der Wahrscheinlichkeitsverteilung jedes Jahres)

In dem Boxplot (siehe Bild 4.39) ist wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise zu erkennen, dass die Spannweite der Spurrinnentiefe mit zunehmender Liegedauer steigt, wobei hier das Maß der Spannweite geringer ist als bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise. Aufgrund der insgesamt geringeren Spurrinnentiefe ist dies nachvollziehbar.

Die leichte Rechtsschiefe der Verteilung eines Jahres ist hier ebenfalls zu erkennen und erscheint gegenüber der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise ausgeprägter zu sein. Dies entspricht auch dem Verlauf der relativen Häufigkeitsverteilung der Spurrinnentiefe des zweiten Fahrstreifens, die im Rahmen der ZEB gemessen wurde (vgl. Abschnitt 4.4.3). (Die Erläuterungen zu dem Boxplot, der Spannweite und der Rechtsschiefe der Wahrscheinlichkeitsverteilung siehe in Abschnitt 4.6.2).

Weiterhin ist anhand der Spannweiten festzustellen, dass allein aus der Verformung der Asphaltdeckschicht der Warnwert (10 mm) für die Beispielstrecke erst nach einer Liegedauer von 17 Jahren zumindest für vereinzelte Bereiche überschritten werden kann. Die Wahrscheinlichkeit liegt jedoch im gesamten Prognosezeitraum unterhalb von 25 %. Der Schwellenwert (20 mm) wird in dem Prognosezeitraum nicht erreicht.

Für die folgende Prognose der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke wird aufbauend auf der kalkulierten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht die Spurrinnentiefe der Asphaltdecke unter Berücksichtigung der anteiligen Verformung der Asphaltbinderschicht sowie unter Berücksichtigung der Korrektur berechnet. In Bild 4.40 sind die verschiedenen Wahrscheinlichkeitsverteilungen und die Effekte der Verschiebung veranschaulicht – die der Asphaltdeckschicht (SPT ADS), jene unter Berücksichtigung der anteiligen Verformung der Asphaltbinderschicht von 26 % (SPT gesamt (ABi anteilig)) und die entsprechend korrigierte Spurrinnentiefe (SPT gesamt (korrigiert)). Die Abweichung, die nach einer Liegedauer von fünf Jahren im Vergleich mit den Messdaten der ZEB auf dem zweiten Fahrstreifen ermittelt wurde und nun zur Korrektur verwendet wird, beträgt für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise +34,0 %. Mit der Berücksichtigung der Korrektur wird die Verteilung der berechneten Spurrinnentiefe deutlich besser an die relative Häufigkeitsverteilung der gemessenen Spurrinnentiefe angepasst, auch die Schiefe der Verteilung spiegelt sich in den berechneten Daten wieder. (Die gute Anpassung legt die ausschließliche Betrachtung der korrigierten Spurrinnentiefe nahe. Im Sinne der Vollständigkeit und des Vergleichs

mit den Berechnungen für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise werden im Folgenden jedoch beide Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke betrachtet.)

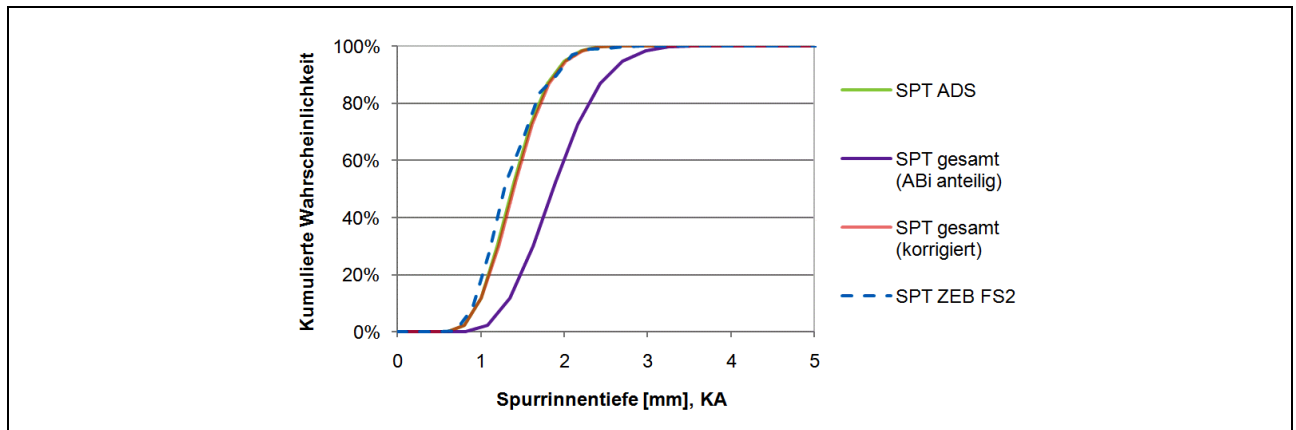


Bild 4.40: Verschiebung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der kalkulierten Spurrinnentiefe der Asphaltdeckschicht (SPT ADS) durch die anteilige Berücksichtigung der Verformung der Asphaltbinderschicht (SPT gesamt (ABi anteilig)) und der Korrektur um die Abweichung (SPT gesamt (korrigiert)) für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

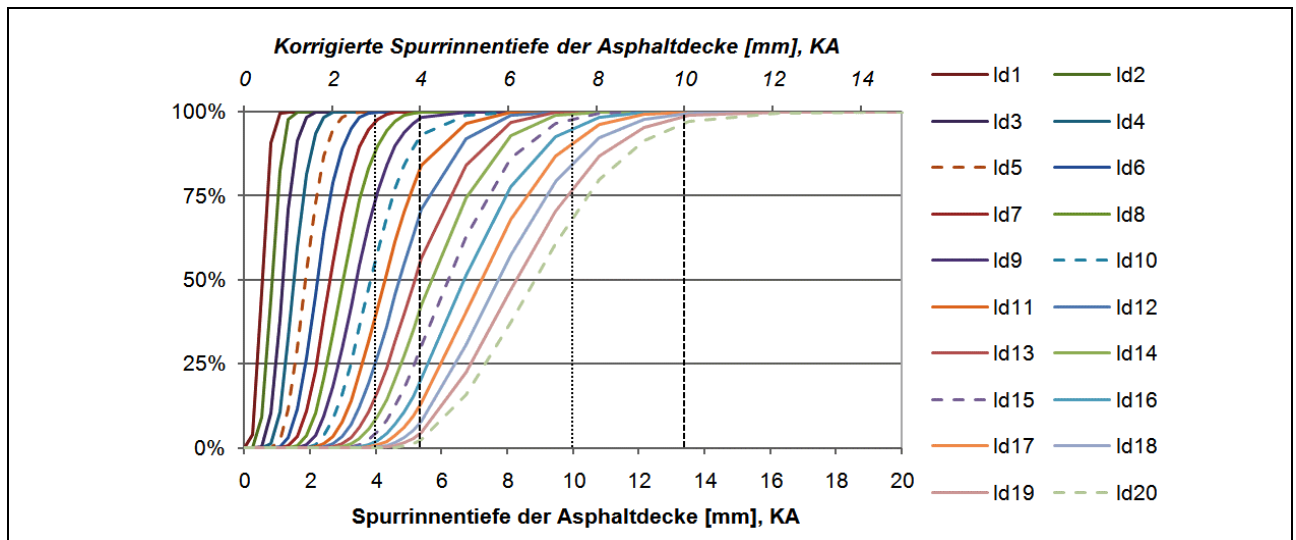


Bild 4.41: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe in Abhängigkeit der Liegedauer (Id) für die Asphaltdecke der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Bild 4.41 gibt die Verteilung der kumulierten Wahrscheinlichkeit der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise wieder. Die Erläuterungen zu der Darstellung sind in Zusammenhang mit Bild 4.37, Abschnitt 4.6.2 nachzulesen. Die Angaben, die sich im Folgenden auf den korrigierten Wert beziehen, werden zum leichteren Verständnis *kursiv* gedruckt.

Wie auch im Boxplot zeigt sich in der Darstellung der kumulierten Wahrscheinlichkeit (siehe Bild 4.41), dass die Spannweite der Wahrscheinlichkeitsverteilung eines Jahres mit zunehmender Liegedauer größer wird. Während nach einem Jahr Liegedauer die Spurrinnentiefe der Asphaltdecke zwischen Null und 1 mm liegt, weist sie nach 20-jähriger Liegedauer Werte zwischen etwa 4 mm und 17 mm auf.

Die Spurrinnentiefe, die dem Zielwert zugeordnet ist, wird bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise bis zu sechs bzw. *acht* Jahren Liegedauer stets unterschritten; innerhalb der Verjährungsfrist für Mängelansprüche ist daher mit einem Überschreiten der Spurrinnentiefe von 4 mm nicht zu rechnen. Bis zu einer Liegedauer von 13 bzw. *gut 18* Jahren wird die Spurrinnentiefe des Warnwerts praktisch nicht erreicht. Die dem Schwellenwert zugeordnete Spurrinnentiefe (20 mm) wird innerhalb des Prognosezeitraums nicht erreicht.

Eine Spurrinnentiefe, die mindestens im Mittel (oder auf der Hälfte der Strecke) dem Warnwert entspricht, ist ebenfalls nicht innerhalb des Prognosezeitraums zu erwarten. Nach 20 Jahren wäre auf knapp 30 % bzw. *etwa 2 %* der Strecke eine Spurrinnentiefe von mindestens 10 mm zu erwarten, sodass unmittelbar eine Erhaltungsmaßnahme geplant bzw. die Ursache der Spurrinnentiefe untersucht werden muss. Diese Zeiträume übertreffen die Erfahrungen aus der Praxis, die allerdings auf der konventionellen Bauweise basieren. Nach verschiedenen Untersuchungen ist bekannt, dass bei der Kompaktasphaltbauweise oder allgemein bei einem Schichtenaufbau mit einer (zugunsten der unteren Schichten) reduzierten Dicke der Asphaltdeckschicht eine längere Lebensdauer begünstigt wird (siehe Abschnitt 3.6.5).

Ein Vergleich der kalkulierten Spurrinnentiefe mit verschiedenen Beobachtungen in der Praxis zeigt ebenfalls eine gute Annäherung: In einer Untersuchung von vier verschiedenen Autobahnabschnitten mit einer Asphaltdecke in Kompaktasphaltbauweise mit einer Liegedauer zwischen einem Jahr und sieben Jahren zeigten sich im Mittel (mit zunehmender Liegedauer) Spurrinnentiefen von 1,2 mm bis 2,6 mm [Böhm u.a. 2006]. Die mit dem Modell prognostizierte Spurrinnentiefe beläuft sich in diesem Zeitraum im Mittel auf 0,5 mm bis 2,6 mm bzw. *0,4 mm bis 1,9 mm*, wobei die Verkehrsbelastung der Beispielstrecke geringer war als die Verkehrsbelastung auf den untersuchten Autobahnabschnitten.

Ein Vergleich der mit dem Modell prognostizierten Werte mit den Werten, die sich nach der Erhaltungsplanung im Rahmen der ZEB [AP 9/R 2001] ergeben würden, ist wie bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise nicht möglich. Im Mittel beträgt die gemessene Spurrinnentiefe auf dem zweiten Fahrstreifen nur 1,41 mm und auch in den einzelnen 100 m-Abschnitten wurde keine Spurrinnentiefe von mindestens 4 mm auf der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise erreicht.

4.6.4 Vergleich der Entwicklung der Spurrinnentiefe

Die Prognose zeigt, dass bei der konventionellen Bauweise die Spurrinnenbildung schneller einsetzt und voranschreitet als bei der Kompaktasphaltbauweise; diese grundsätzliche Tendenz wird durch die Erfahrung in der Praxis mit diesen Bauweisen bestätigt. Allerdings ist das Maß des Unterschieds zwischen den beiden Bauweisen überraschend: Nach einer Liegedauer von beispielsweise 10 Jahren verfügt die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise über eine durchschnittliche Spurrinnentiefe von 6,0 mm bzw. *etwa 5,5 mm* und die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise von knapp 4,0 mm bzw. *fast 3,0 mm*. Der Anteil der Verformung auf der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise entspricht somit etwa Zweidrittel bzw. *etwas mehr als die Hälfte* der Verformung der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise. Einzeln betrachtet ergeben die Prognosen zu den verschiedenen Betrachtungszeitpunkten realistische Spurrinnentiefen, auch wenn sie eher unterhalb der aus verschiedenen Untersuchungen bekannten Spurrinnentiefen liegen (siehe die Abschnitte 4.6.2 und 4.6.3).

In Bild 4.42 ist dargestellt, mit welcher Wahrscheinlichkeit die dem Zielwert und dem Warnwert zugeordnete Spurrinnentiefe nach der jeweiligen Liegedauer erreicht bzw. überschritten wird. Der Unterschied zwischen den Ergebnissen der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise einerseits und der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise andererseits ist hier ebenfalls deutlich zu erkennen.

Die dem Zielwert zugehörige Spurrinnentiefe (oberes Diagramm in Bild 4.42) wird mit einer Wahrscheinlichkeit von 25 % bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise nach sechs bzw. *sieben* Jahren erreicht und nach neun bzw. *elf bis 12* Jahren auf der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise. Demnach würde die Lebensdauer mit der Ausführung in Kompaktasphaltbauweise um rund 50 % bzw. für die korrigierte Spurrinnentiefe der Asphaltdecke um *etwa 65 %* gegenüber der konventionellen Bauweise erhöht. Bekannte Untersuchungen über die Auswirkung der unterschiedlichen Dicke der Asphaltdeckschicht beziehen sich nicht auf ihren Verformungswiderstand, sondern meist auf ihre ertragbare Anzahl an Lastwechseln (Ermüdung). Daher kann beispielsweise das Untersuchungsergebnis für Asphaltbefestigungen der Bauklasse III,

dass die Lebensdauer auf 105 bis 108 % steigt (je nach Bitumenhärte in der Asphalttragschicht, einaxialer Beanspruchungszustand), wenn eine Minderdicke der Asphaltdeckschicht um 2 cm mit einer entsprechenden Mehrdicke in der Asphaltbinderschicht kompensiert wird [Schubert 1984], hier nicht angesetzt werden. Gleichzeitig zeigt dies aber, dass hinsichtlich der Spurrinnenbildung eine deutliche Verbesserung dieser Eigenschaft über die Lebensdauer und somit diesbezüglich eine längere Lebensdauer zu erwarten ist, falls die Asphaltdecke in Kompaktasphaltbauweise ausgeführt wird.

Mit ebenfalls einer Wahrscheinlichkeit von 25 % wird die Spurrinnentiefe von 10 mm bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise nach 13 bzw. 16 Jahren Liegedauer überschritten, bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise erst nach 19 Jahren bzw. *nicht innerhalb des Prognosezeitraums*. Nach 20 Jahren Liegedauer wird die Spurrinnentiefe des Warnwerts bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise zu rund 90 % bzw. 75,5 % überschritten, bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise mit einer Wahrscheinlichkeit von nur 31,5 % bzw. 3,5 %. Diese Daten verdeutlichen erneut die starke Differenz zwischen den prognostizierten Spurrinnentiefen der Beispielstrecken beider Bauweisen.

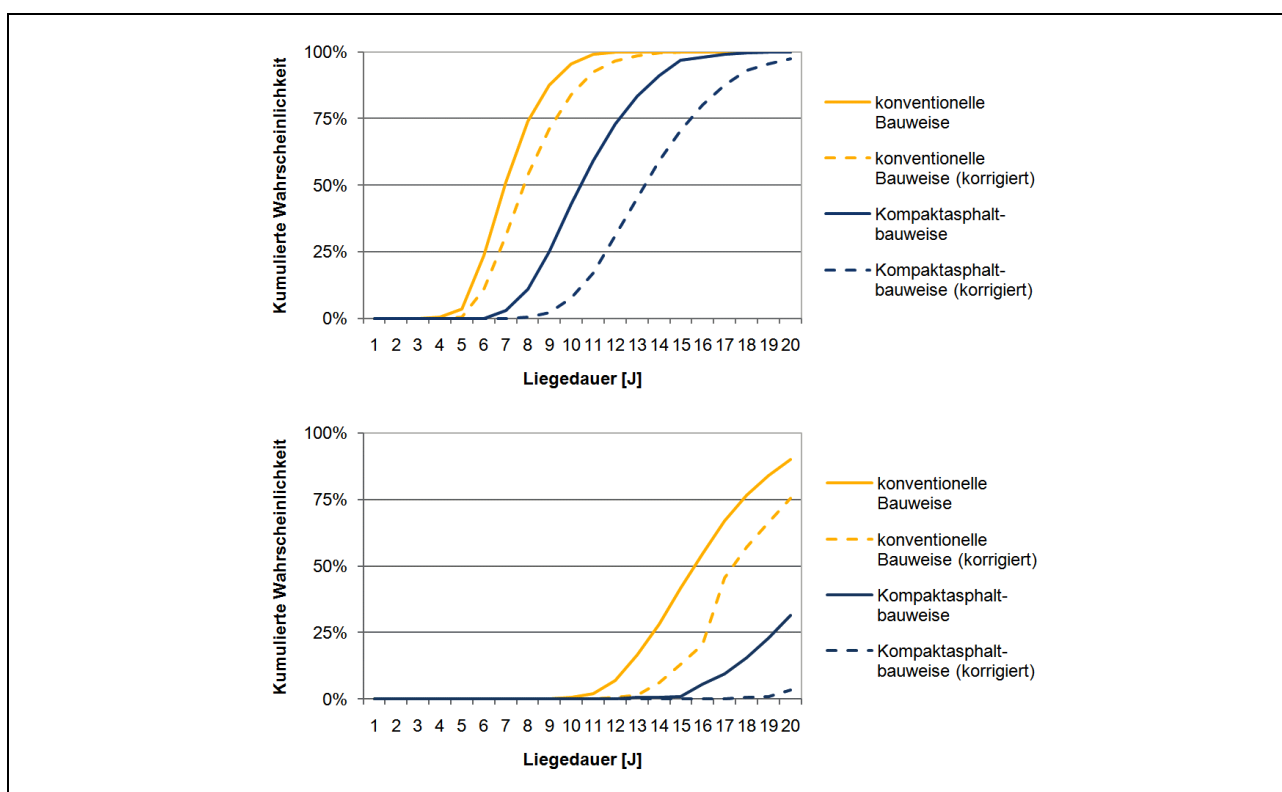


Bild 4.42: Kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung für das Überschreiten der dem Zielwert (oben) bzw. dem Warnwert (unten) zugeordneten Spurrinnentiefe (4 mm bzw. 10 mm) in Abhängigkeit von der Liegedauer

Während sich bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise infolge der Korrektur Verschiebungen der betrachteten Liegedauern um ein bis zwei Jahre ergeben (siehe auch Bild 4.42), liegen die Verschiebungen für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise bei zwei bis vier Jahren; dabei gelten die oberen Angaben für eine längere Liegedauer bzw. eine größere Spurrinnentiefe. Dies ist insofern plausibel, da die Abweichung zwischen dem Mittelwert der berechneten Spurrinnentiefe zum Zeitpunkt der ZEB und dem Mittelwert der auf dem zweiten Fahrstreifen gemessenen Spurrinnentiefe bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise mehr als das Doppelte (34,0 %) der Abweichung bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise (14,5 %) beträgt und eine proportionale Fortsetzung der Abweichung angenommen wurde.

Erklärungsmöglichkeiten für diese Beobachtungen sind, dass entweder – stimmt die Prognose – eine sehr gute, dauerhafte Straße hergestellt wurde (insbesondere die in Kompaktasphaltbauweise) oder die Entwicklung der Verkehrsbelastung innerhalb des Prognosezeitraums zu gering abgeschätzt wurde. (Allerdings kann die Berechnung einer zu hohen Spurrinnentiefe zum Zeitpunkt der ZEB

auch begründet sein in eben der Annahme einer zu hohen Verkehrsbelastung.) Weiterhin wäre die Berücksichtigung zusätzlicher Aspekte bei der Prognose (neben der erforderlichen Anpassung der Berechnungsformel) zu analysieren. Zu den zusätzlichen Aspekten zählen beispielsweise das Fahrverhalten (Spurfahren bei Spurrinnenbildung und infolgedessen erhöhte Belastung der bereits verformten Bereiche), die Ermüdung, die gegebenenfalls variable (und von anderen Größen abhängige) Definition der als konstant angenommenen Faktoren (zum Beispiel Faktoren r und w) und die variable Abbildung der Verkehrsbelastung bzw. die Abbildung ihrer Verteilung auf den Fahrstreifen.

5 Möglichkeiten der Nutzung und Weiterentwicklung des Modells

5.1 Allgemeines

In Kapitel 4 wurde am Beispiel der Spurrinnentiefe zum einen die methodische Vorgehensweise der Formulierung des Modells in DRAT dargestellt und umgesetzt und zum anderen einige Möglichkeiten der Anwendung des in DRAT formulierten Modells aufgezeigt. Da diese Arbeit ein erster Beitrag zur Anwendung der beschriebenen Methode und Vorgehensweise ist, wäre die Abbildung und beispielhafte Anwendung des gesamten in Kapitel 3 entwickelten Modells in DRAT zu komplex geworden. Daher wurde der erste Schritt auf ein Teilmodell beschränkt. Dieses Beispiel zeigte aber, dass die Anwendung grundsätzlich möglich ist und plausible Ergebnisse liefert. Die weitere Abbildung und Umsetzung des Modells bzw. der verschiedenen Teilmodelle sowie die Präzisierung der Werte bzw. Ausprägung der Faktoren und Größen sind dennoch erforderlich, gegebenenfalls (und wie auch bereits aufgezeigt) in Zusammenhang mit gezielten Untersuchungen im Labor und in der Praxis. Dabei können die Teilmodelle im Zuge der Abbildung in DRAT und angesichts der für eine Fragestellung verfügbaren Daten weiter detailliert oder angepasst werden.

Im Folgenden werden einige Anwendungsmöglichkeiten des Modells vorgestellt, die in Zukunft denkbar und anzustreben sind, wenn das gesamte in Kapitel 3 entwickelte Modell in DRAT abgebildet und gegebenenfalls geeignet weiterentwickelt ist. Durch die Erweiterung des Modells um den Zustand der unteren Schichten oder die nur am Rande angesprochenen Bereiche, wie Maschinentechnik, Gewinnung der Materialien, Straßenentwurf und Personal, eröffnen sich darüber hinaus weitere Möglichkeiten der Anwendung und Datenauswertung.

5.2 Abschätzung der (verbleibenden) Lebensdauer der Asphaltdeckschicht

Um aus den oben in den einzelnen Teilmodellen beschriebenen Zustandsgrößen auf die Lebensdauer schließen zu können, sind in Abhängigkeit von der Fragestellung unterschiedliche Wege denkbar, wobei für alle die Betrachtung zu einem bestimmten Zeitpunkt ebenso wie über die gesamte Liegedauer möglich ist.

- Ist nur die Entwicklung oder Veränderung einer Zustandsgröße von Interesse, beispielsweise weil diese die kritische Zustandsgröße oder bei einer Betrachtung die differenzierende Zustandsgröße ist, kann entsprechend dem in Kapitel 4 gegebenen Beispiel vorgegangen werden.
- Sollen mehrere oder alle Zustandsgrößen betrachtet werden, ist das Vorgehen analog zu dem Vorgehen bei einer Zustandsgröße, nur dass die verschiedenen Zustandsgrößen jeweils zu dem Betrachtungszeitpunkt oder über die Liegedauer zu kalkulieren sind.
- Soll die Entwicklung des Zustands der Fahrbahnbefestigung insgesamt, das heißt anhand des Gesamtwertes, ermittelt werden, müssen die Zustandsgrößen zusätzlich anhand der Normierungsfunktionen in Zustandswerte übertragen und entsprechend der Systematik der ZEB miteinander verrechnet und der Gesamtwert gebildet werden.

Zur Bestimmung der Lebensdauer stützen sich alle diese Vorgehensweisen auf den Vergleich mit den Grenzwerten der ZEB. (Wie und nach welchen Kriterien der Zustand des Straßennetzes im Rahmen der ZEB kontinuierlich erfasst und bewertet wird, ist Abschnitt 2.2.2 zu entnehmen.) Kriterium für das Ende der Lebensdauer ist (spätestens) das Überschreiten des Schwellenwertes durch eine bzw. die betrachtete Größe. Dies lässt sich einfach ermitteln und auch mit einer Wahrscheinlichkeit hinterlegen, wird die Ausprägung der Größe als kumulierte Wahrscheinlichkeitsverteilung in Abhängigkeit von der Liegedauer (siehe zum Beispiel Bild 4.41) dargestellt.

Der Bezug zur ZEB hat den Vorteil, dass das Modell methodisch in die aktuell übliche Vorgehensweise integriert und so leichter fortentwickelt und geprüft werden kann. Für die Anwendung im innerörtlichen Bereich sind die Grenzwerte für die weniger belasteten und

langsamer befahrenen Straßen entsprechend anzupassen, um der abweichenden Nutzung und den damit differierenden Anforderungen gerecht zu werden. Vereinzelt Städte haben für den innerörtlichen Bereich eine ZEB durchgeführt, diese und weitere Untersuchungen (zum Beispiel [Steinauer, Ueckermann 2006]) können bei der Festlegung der Grenzwerte dienlich sein. Grundsätzlich ist aber eine Anwendung des Modells für den innerörtlichen Bereich möglich.

In der Nutzungsphase einer Asphaltdeckschicht (oder allgemein einer Fahrbahnbefestigung) kann dieses Modell (auch bei Anwendung des Modells für mehrere Strecken) zur Planung der Erhaltung und zur der Einteilung der erforderlichen bzw. verfügbaren Ressourcen dienen. Der Planungshorizont kann dabei sowohl langfristig für eine neu hergestellte Fahrbahnbefestigung als auch kurzfristig für eine bereits in der Nutzung befindliche und nicht mehr optimale Fahrbahnbefestigung sein.

In der Praxis wird zur Bestimmung der Lebensdauer bzw. zur Prognose der Zustandsentwicklung der Fahrbahnbefestigung häufig das Pavement-Management-System (PMS) eingesetzt, das auf den Daten der ZEB aufbaut. Es bietet auch die Möglichkeit, die Planung und Reihung der Dringlichkeit von Maßnahmen der Erhaltung vorzunehmen, sodass der finanzielle Bedarf kalkuliert und in der Finanzplanung der öffentlichen Hand (oder des Bauunternehmens bei den neueren Vertragsformen im Straßenbau) berücksichtigt werden kann. Mit neueren Ansätzen wird darüber hinaus versucht, die Auswirkung von bestimmten Erhaltungsmaßnahmen im Rahmen des gesamten Lebenszyklus einer Fahrbahnbefestigung, die Auswirkung ihrer Verschiebung auf die Netzqualität und die Auswirkung der kurzfristigen Abweichung von Erhaltungsstrategien zu bewerten. ([Girmscheid 2007], [Krause 2003])

Alle diese Methoden fußen jedoch auf einer bestehenden Fahrbahnbefestigung oder einem gegebenen Straßennetz. Die Zustandsentwicklung der Fahrbahnoberfläche wird anhand des aktuellen Zustands und des vergangenen Verhaltens der Fahrbahnbefestigung eingeschätzt oder der Zustand der Substanz mit Hilfe von Prüftechnik (zum Beispiel Untersuchungen an Bohrkernen, FWD-Messungen) festgestellt (siehe Abschnitt 2.2.2, Verhaltensprognose und Erhaltungsplanung).

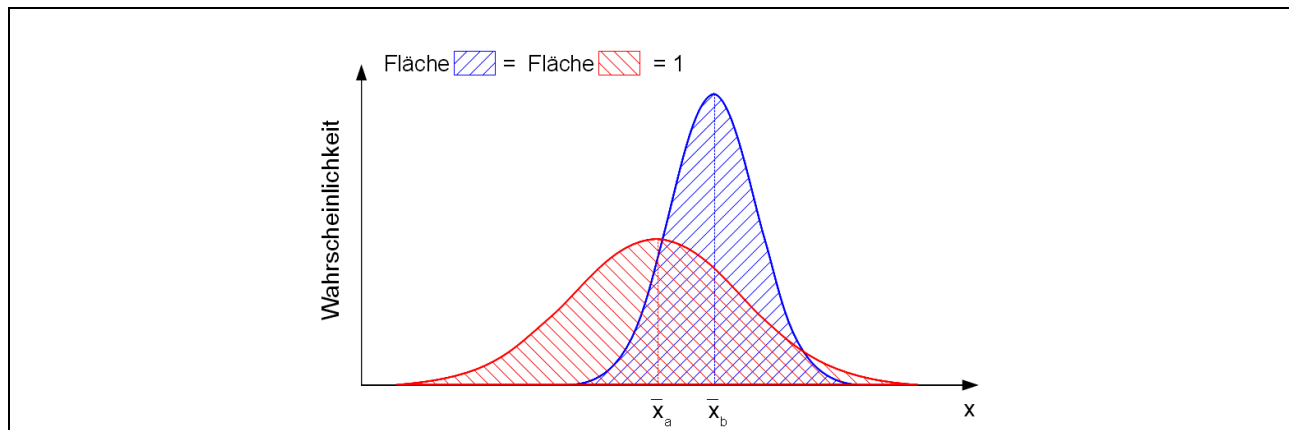


Bild 5.1: Vergleich zweier Normalverteilungen mit unterschiedlichem Mittelwert und unterschiedlicher Standardabweichung

Gegenüber dem PMS oder anderen bekannten Methoden zur Berechnung der Lebensdauer bietet das vorliegende Modell zwei wesentliche Vorteile: Erstens kann die Unsicherheit bei der Berechnung der Lebensdauer für die weitere Berechnung und Planung der Erhaltungsmaßnahmen Eingang finden. Dies ermöglicht dem Entscheider das Risikopotential einer Entscheidung zu berücksichtigen. Beispielsweise kann eine Asphaltdeckschicht (a) zwar einen geringeren Mittelwert der verbleibenden Lebensdauer, aber gleichzeitig eine deutlich breitere Wahrscheinlichkeitsverteilung aufweisen als eine Asphaltdeckschicht (b) (siehe Bild 5.1). Mit dieser Kenntnis kann die Entscheidung über die Priorisierung einer Asphaltdeckschicht für eine Maßnahme der Erhaltung unter Berücksichtigung der Auswirkung und des Risikopotentials getroffen werden und nicht allein aufgrund eines Wertes, der erwarteten verbleibenden Lebensdauer. Bei gleichartigen Verteilungen mag die Entscheidung dadurch wenig beeinflusst werden, jedoch stärker bei Verteilungen, die zum Beispiel eine unterschiedliche Schiefe enthalten oder eine unterschiedliche Verteilungsart aufweisen.

Der zweite Vorteil dieses Modells ist, dass auch für noch nicht vorhandene Fahrbahnbefestigungen die Lebensdauer prognostiziert werden kann. In diesem Fall wird die Prognose zwar aufgrund der möglichen Einflüsse während der Herstellung deutlich unsicherer sein und wäre nach der Herstellung der Fahrbahnbefestigung bzw. der betrachteten Asphaltschicht an die realisierten Daten anzupassen. Es bietet sich hiermit aber ein Instrument an, um besondere Umstände oder Varianzen in der Zusammensetzung des Asphalts oder des Schichtenaufbaus zu berücksichtigen und sich nicht allein auf die Erfahrung und auf durchschnittliche Werte zur Lebensdauer einer Bauweise stützen zu müssen. Beispielsweise kann die Gefahr oder das Ausmaß der möglichen Entmischung, die Verdichtungswilligkeit des Asphalts oder die Ausprägung des Schichtenverbunds in Abhängigkeit von dem Zustand der Unterlage (Feuchtigkeit, Temperatur, etc.) variieren. So können verschiedene Bauweisen (auch unter zusätzlicher Betrachtung der Lebenszykluskosten, siehe Abschnitt 5.3) verglichen werden und die Methode in der Planungsphase und im Entscheidungsprozess für oder gegen eine Bauweise angewendet werden. Dabei sind die Prozesse bei der Herstellung für jede Bauweise (oder im Detail für jedes Asphaltmischgut) mit den entsprechenden Werten, Ausprägungen und Wahrscheinlichkeitsverteilungen die Größe zu hinterlegen. Allerdings wird es für neuere Bauweisen ohne eine ausreichende Anzahl an Vorversuchen schwierig, die Ausprägung und Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größe hinreichend genau abzuschätzen.

Für Fehler, die während der Herstellung bemerkt werden, könnte mit diesem Modell ebenso die Auswirkung auf die Lebensdauer der Asphaltdeckschicht abgeschätzt werden. Je nach Ausmaß der prognostizierten Auswirkungen kann dann bewusst in den Herstellungsprozess regulierend eingegriffen werden, um die Auswirkung des Fehlers zu mindern. Würde sich mit dem Modell ein deutlich frühzeitiges Versagen zeigen, wäre dies die Grundlage, um den Einbau begründet zu stoppen, den Fehler kontrolliert zu beheben und so eine kostenintensive Maßnahme innerhalb der Verjährungsfrist für Mängelansprüche zu vermeiden.

Weiterhin kann mit Blick auf die Lebensdauer der Zusammenhang zwischen einerseits den Größen der Herstellung und andererseits der Entwicklung der Zustandsgrößen im Rückblick ausgewertet werden. Dies ermöglicht das Erkennen von wesentlichen Einflüssen bzw. Größen auf die Lebensdauer, sodass zum einen die Qualitätssicherung im Herstellungsprozess verbessert und zum anderen allgemein Optimierungspotentiale identifiziert werden können.

5.3 Ermittlung der Lebenszykluskosten

Eng verknüpft mit der Betrachtung der Lebensdauer bzw. insgesamt des Lebenszyklus ist die Betrachtung und Berechnung der Lebenszykluskosten (auch mit life-cycle costs oder life-cycle costing bezeichnet). Dabei wird der gesamte ökonomische Wert eines Objektes unter Berücksichtigung der Anfangskosten und der diskontierten zukünftigen Kosten ermittelt (siehe zum Beispiel [Bowskill u.a. 2000], [EAPA 2007], [Herrmann u.a. 2008]).

Die Betrachtung der Lebenszykluskosten wird als Wirtschaftlichkeitsuntersuchung häufig in der Planungsphase durchgeführt, bekannt sind derartige Betrachtungen beispielsweise im Maschinenbau und zunehmend auch im Hochbau. Der Lebenszyklus des Objektes umfasst dabei seine Herstellung, Nutzung und Instandhaltung.

Im Straßenbau jedoch wird bei der Wahl der Fahrbahnbefestigung meist noch primär auf Basis der anfänglichen Investitionskosten entschieden, teilweise unter Berücksichtigung des erwarteten Nutzens, der Qualität und regionalen Erfahrungen. Eine Abschätzung der Folgekosten entfällt jedoch meistens. Doch bei einer unreflektierten Wahl folgen geringeren Investitionskosten häufig höhere Kosten für die Erhaltung oder eine geringere Lebensdauer, sodass insgesamt höhere Lebenszykluskosten entstehen. [EAPA 2007] Ein erster Schritt in die Richtung der Lebenszykluskosten-Betrachtung im Bereich des Straßenbaus wurde vor einigen Jahren bei Brückenbauwerken vollzogen: Mit der Einführung der „Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken“ [RI-WI-BRÜ] ist eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung durchzuführen, wenn über die Instandsetzung

oder Erneuerung von Brückenbauwerken zu entscheiden ist. Hierbei sind mehrere Varianten der Instandsetzung und Erneuerung zu bilden, zu bewerten und schließlich miteinander zu vergleichen.

Weiterhin bestehen für die Erhaltung häufig keine langfristigen Strategien, sodass eine Optimierung in diesem Bereich schwierig ist. Gleichzeitig stellt sich das Problem, die Erhaltungsmaßnahmen und ihren Nutzen (finanziell) zu quantifizieren, um überhaupt eine einfache Optimierung zu ermöglichen. [Girmscheid 2007]

Wie in Abschnitt 5.2 dargestellt, ist mit dem vorliegenden Modell die Abschätzung der Lebensdauer und der dazugehörigen Wahrscheinlichkeitsverteilung für eine noch nicht hergestellte und belastete Asphaltdeckschicht (bzw. bei Weiterentwicklung des Modells für die gesamte Asphaltbefestigung) möglich. Darauf aufbauend können die Lebenszykluskosten der Asphaltdeckschicht bzw. der Asphaltbefestigung in einem weiteren Schritt ermittelt werden. Dabei können für die Fahrbahnbefestigung unterschiedliche Szenarien der Erhaltung entworfen und bewertet werden, zum Beispiel indem über die Lebensdauer der untersten gebundenen Schicht die Asphaltdeckschicht oder die Asphaltdecke nach dem Ende ihrer Lebensdauer auf verschiedene Art und Weise und zu verschiedenen Zeitpunkten erneuert wird. In diesem Fall sind aber der Zustand der Unterlage sowie der unteren Schicht und ihr Einfluss auf das Verhalten der neu hergestellten Schichten in dem Modell zu integrieren. Ebenso müsste dann zum Beispiel die Gefahr der beschleunigten Reduzierung der Tragfähigkeit der unteren Schichten durch Fehlstellen in der Asphaltdeckschicht, wie Risse oder einen zu hohen Hohlraumgehalt, in dem Modell abgebildet werden.

Gegenüber vielen bekannten Methoden zur Lebenszykluskosten-Berechnung bietet diese Methode, wie bei der Betrachtung der Lebensdauer, den Vorteil, dass die Unsicherheit über die Lebensdauer und die Kostenhöhe berücksichtigt wird bzw. werden kann. Die Unsicherheit basiert zum einen auf der Variabilität der möglichen Ausprägung der Größen, zum Beispiel infolge der Inhomogenitäten und den Toleranzen bei der Herstellung der Fahrbahnbefestigung, sowie infolge der Varianz der Belastung an jeder einzelnen Stelle der Fahrbahnbefestigung in der Nutzungsphase und zum anderen hinsichtlich der Höhe der einzelnen Kosten. Ohne Kenntnis dieser Schwankungsbreite ist es unsicherer, den optimalen oder am meisten wahrscheinlichen Zeitpunkt für eine Maßnahme der Erhaltung zu bestimmen. Mit der Kenntnis der Wahrscheinlichkeitsverteilung für die Ausprägung der verschiedenen bewertungsrelevanten Kriterien stehen für eine sachgerechte Entscheidung mehr Informationen zur Verfügung, sodass dann die wahrscheinlich wirtschaftlichste Variante ausgewählt werden kann.

Je nach Betrachtungsweise kann die Berechnung der Lebenszykluskosten nicht allein im Hinblick auf die Kosten für den Straßenbaulastträger durchgeführt, sondern je nach erforderlicher Betrachtungsweise um den (monetarisierten) Nutzen einer Maßnahme und die Kosten Dritter ergänzt werden. Erstgenanntes entspricht der betriebswirtschaftlichen Betrachtung, zweites der gesamt- oder volkswirtschaftlichen Betrachtung.

Die Kosten für den Straßenbaulastträger setzen sich aus den Kosten für Neubau, Ausbau und Erhaltung (Instandhaltung und Instandsetzung) und dem Wertverlust bei einer bestehenden Straßenbefestigung zusammen. Den Straßennutzerkosten sind sowohl die Betriebskosten (zum Beispiel Kraftstoffverbrauch) und die Unfallkosten als auch die „Zeitkosten“, die infolge „verlorener Zeit“ im Stau oder durch Geschwindigkeitsbegrenzungen entstehen, zuzuordnen. Dabei ist je nach Betrachtungsweise zu unterscheiden, ob die Zeitkosten zum Beispiel auf Baustellen, den schlechten Straßenzustand oder die Verkehrskapazität der Straße zurückzuführen sind. Unter den Kosten Dritter sind beispielsweise Auswirkungen auf die Umwelt und Anwohner aufgrund der Emissionen des Verkehrs (Schadstoffe, Lärm) oder aufgrund des Flächenverbrauchs sowie weitere und nicht in den Straßenbaulastträger- und Straßennutzerkosten enthaltene Kosten zu verstehen. ([EWS 1997], [Krause 2003], [Girmscheid 2007], [Ressel u.a. 2008])

Nach Aussagen von Verkehrsfachleuten betragen die zusätzlichen, durch Stau verursachten Kosten für die Volkswirtschaft jährlich etwa 122 Mrd. €, davon sind 37 Mrd. € (etwa 30 %) dem Stau infolge von Baustellen zuzuschreiben [Eicher 2009]. Unter Berücksichtigung der Nutzerkosten wird daher in dicht besiedelten Gebieten häufig eine Fahrbahnbefestigung gewählt, die als erhaltungsarm und langlebig bekannt ist [EAPA 2007].

Für den Vergleich von verschiedenen Bauweisen und Ausführungen sind die jeweiligen Baukosten unter Berücksichtigung der verschiedenen Bauverfahren zu ermitteln. Werden die Nutzerkosten und die Kosten Dritter in die Betrachtung einbezogen, sind diese zum einen für den Zeitraum der Herstellung und zum anderen über die Lebensdauer zu ermitteln. Dadurch können beispielsweise das verschiedene Maß der Verkehrsbeeinträchtigungen der Bauweisen mit den unterschiedlich langen Dauern und der erwarteten Häufigkeit der Baustellen abgebildet werden. Weist eine Bauweise ein vergleichsweise gutes Gebrauchsverhalten auf, ist während der Lebensdauer mit hoher Wahrscheinlichkeit die Häufigkeit von Baustellen geringer und folglich die dadurch verursachten externen Kosten. Im Hinblick auf den Vergleich von zwei Bauweisen im Rahmen der Planung können daher die Lebenszykluskosten insbesondere bei der gesamtwirtschaftlichen Betrachtung deutlich variieren und eventuell zu einer anderen Entscheidung führen als bei alleiniger Betrachtung der Herstellungskosten.

Viele der bestehenden Methoden zur Bewertung der Lebenszykluskosten basieren auf Wert-Betrachtungen, bei denen allein die anfallenden prognostizierten Kosten summiert und die Anfangswerte und End- oder Restwerte der Fahrbahnbefestigung sowie die Zahlungszeitpunkte unberücksichtigt bleiben. [Girmscheid 2007] Mit zunehmender Detaillierung der Lebenszykluskosten-Betrachtung einer Straßenbefestigung sollten darin aber auch die Zahlungszeitpunkte und gegebenenfalls der Restwert Eingang finden, die mit der Lebensdauer der einzelnen Schichten der Straßenbefestigung verknüpft sind. Ein weiterer Aspekt kann der erforderliche Aufwand für die abschließende Beseitigung und die Möglichkeit der Wiederverwendung des Materials sein.

Die Berücksichtigung der Zahlungszeitpunkte ist mit der Diskontierung der zukünftigen Kosten auf den Betrachtungszeitpunkt möglich, wobei hier das Ergebnis mit der Wahl des Zinssatzes variiert.

Der Wert der Fahrbahnbefestigung reduziert sich über die Lebensdauer aufgrund der Abnutzung und Alterung. Je nach gewählter oder durchgeführter Maßnahme der Erhaltung kann der Wertverlust verlangsamt oder der Wert der Fahrbahnbefestigung zwischenzeitlich wieder erhöht werden. Wird ein konkreter Zeitraum für die Lebenszykluskosten-Betrachtung vorgegeben, weicht daher der Restwert der Fahrbahnbefestigung zum Ende des Betrachtungszeitraumes aufgrund der unterschiedlichen Erhaltung für gewöhnlich voneinander ab.

Der Verlauf der Abnutzung, die umgekehrt den Kurvenverlauf des Restwertes widerspiegelt, kann ebenso zur Beschreibung des Verhaltens oder der Verfügbarkeit der Straßenbefestigung dienen. Wird die Verhaltenskurve und ihre Veränderung infolge einer Erhaltungsmaßnahme analysiert, lässt sich der Nutzen der Maßnahme ermitteln (siehe zum Beispiel die Hinweise in [Schmuck 1987], [Girmscheid 2007]). Dabei ist zu berücksichtigen, dass eine Maßnahme sich gewöhnlich auf die Verhaltensfunktionen aller Zustandsgrößen auswirken kann (siehe Bild 5.2).

Mit dem vorliegenden Modell kann diese Verhaltenskurve einschließlich der möglichen Schwankung erstellt werden. Dies bietet den Vorteil, dass sich somit auch der Nutzen mit einer entsprechenden Wahrscheinlichkeitsverteilung ermitteln lässt.

Ein weiterer Aspekt, der mit diesem Modell beurteilt werden kann, ist die Ermittlung des optimalen Einsatzes von finanziellen Mitteln, der mit einer maximalen oder möglichst langen Lebensdauer korrespondiert. Auch hier ist von Vorteil, dass das Ergebnis kein statischer Wert ist, sondern die mögliche Abweichung von diesem Ergebnis gleichzeitig angegeben werden kann.

Diese Anwendungsmöglichkeit wird sowohl für die öffentliche Hand als auch, vor dem Hintergrund der neueren Vertragsformen wie dem Funktionsbauvertrag, zunehmend für die Bauunternehmen im Hinblick auf den wirtschaftlichen Einsatz der finanziellen Ressourcen interessant sein. Können die Ausfallzeitpunkte im Lebenszyklus besser zeitlich eingeschätzt werden, lassen sich die Ausgaben besser planen.

Für den Bauunternehmer bietet sich weiterhin die Anwendung des Modells bei der Kalkulation der Kosten an, sodass er das Angebot unter Berücksichtigung der Unsicherheiten abgeben kann. Da ihm bei den neueren Vertragsformen zudem die Planung überlassen wird, kann er den Aufbau variieren. Wird der Aufbau in dem Modell abgebildet und variiert, lässt sich die optimale Kombination des Aufbaus und der Erhaltungsstrategie für die Zeit des Betriebs der Straße abschätzen.

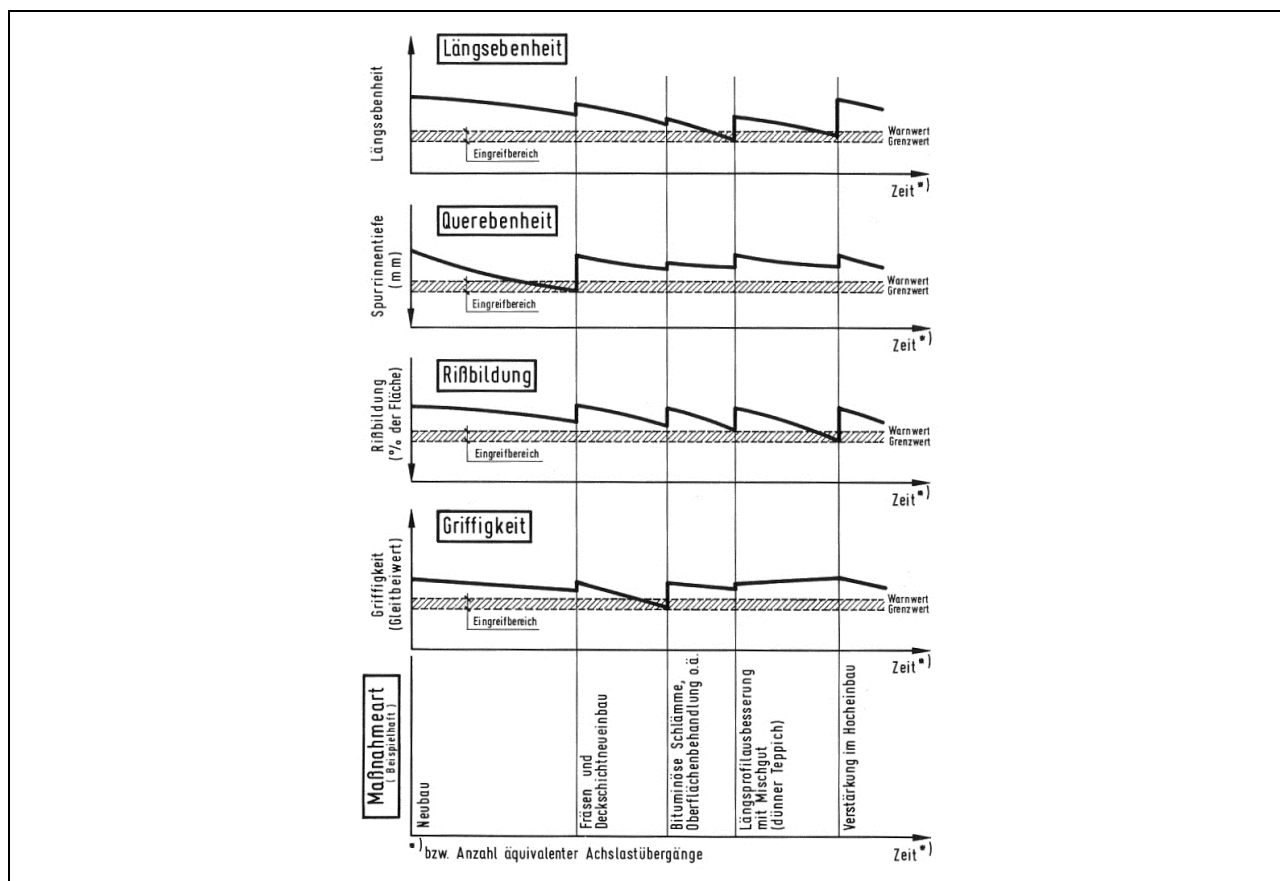


Bild 5.2: Beispiel zur Veränderung der Verhaltensfunktionen der Zustandsgrößen einer Fahrbahnbefestigung infolge von Maßnahmen der Erhaltung [Schmuck 1987]

5.4 Anwendung bei Abnahme und Vergütung

Eine weitere Anwendung, die sich aus der Möglichkeit ergibt, die Lebensdauer unter Berücksichtigung der im Einzelfall erzielten Qualität der hergestellten Schicht abschätzen zu können, ist die Neuregelung des Systems der Vergütung bzw. der Abzüge.

Derzeit sind in den ZTV Asphalt-StB 07 für verschiedene Größen Anforderungen und die jeweils zulässige Abweichung definiert, sie sind in Tabelle 5.1 aufgeführt. Bei der Griffigkeit wird eine Unterschreitung des Grenzwertes aufgrund der hohen Bedeutung der Größe für die Verkehrssicherheit nicht akzeptiert, hier sind geeignete dauerhaft wirksame griffigkeitsverbessernde Maßnahmen durchzuführen. Für die übrigen Größen existieren in den ZTV Asphalt-StB 07 keine speziellen Vorgaben, wie im Falle der Über- oder Unterschreitung der Grenzwerte vorzugehen ist, es wird auf die VOB/B verwiesen. Demnach kann grundsätzlich eine Mangelbeseitigung gefordert werden oder im Falle der Unzumutbarkeit, Unmöglichkeit oder Unverhältnismäßigkeit der Mangelbeseitigung eine Minderung der Vergütung (siehe § 13 VOB/B, [VOB/B 2009]). Dementsprechend sind in den ZTV Asphalt-StB für einige Größen Vorschläge zur Minderung der Vergütung enthalten (siehe Tabelle 5.1). Werden bei mehreren Größen die Grenzwerte überschritten, werden die jeweiligen Beträge der Minderung addiert.

Dass die Vorschläge für Abzüge nur für einen Teil der Größen bestehen, liegt im Wesentlichen daran, dass es bei den nicht abzugsgeregelten Größen unsicher ist, ob überhaupt und gegebenenfalls in welchem Maß sich die Abweichungen negativ auswirken (zum Beispiel Schichtenverbund, erhöhter Erweichungspunkt). Ein weiterer Grund ist, dass die Größen zum Teil eng miteinander verknüpft sind (zum Beispiel Hohlraumgehalt der Asphaltsschicht und Verdichtungsgrad) und bei einem gleichzeitigen Überschreiten des jeweiligen Grenzwertes der Abzug hinsichtlich beider Größen eine ungerechtfertigte doppelte Belastung darstellen würde.

Größe	Art der Anforderung und Grenzwerte	Regelungen bei Über-/Unterschreitung der Grenzwerte
Asphaltmischgut		
Erweichungspunkt Ring und Kugel	zulässige Erhöhung	–
elastische Rückstellung	Mindestwert (bei PmB)	–
Bindemittelgehalt	zulässige Über- und Unterschreitung	Vorschlag für Abzüge (bei Unterschreitung)
Korngrößenverteilung	zulässige Über- und Unterschreitung (für bestimmte Siebdurchgänge und Anteil von Fraktionen)	–
Hohlraumgehalt am MPK	zulässige Über- und Unterschreitung	–
Asphaltschicht		
Einbaudicke/-menge	zulässige Über- und Unterschreitung	Vorschlag für Abzüge (bei Unterschreitung)
Verdichtungsgrad	zulässige Unterschreitung/Mindestwert	Vorschlag für Abzüge
Hohlraumgehalt	Höchstwert	–
Schichtenverbund	Mindestwert	–
Profilgerechte Lage	zulässige Über- und Unterschreitung	–
Ebenheit	Höchstwert	Vorschlag für Abzüge
Griffigkeit	Mindestwert	nicht zulässig, griffigkeitsverbessernde Maßnahme erforderlich

Tabelle 5.1: Kriterien des Asphaltmischguts und der hergestellten Schicht, für die Grenzwerte der zulässigen Abweichungen sowie Abzugsregelungen bzw. Nachbesserung in den ZTV Asphalt-StB 07 definiert sind

In diesen Fällen und zum Teil auch bei Abweichungen der Größen, für die Vorschläge für Abzüge gegeben sind, wird in der Praxis häufig die Verlängerung der Verjährungsfrist für Mängelansprüche vereinbart. Dies stellt einerseits zwar eine ausgewogene Einigung dar (tritt kein Schaden in der Verjährungsfrist auf, verfügt das Bauunternehmen über die volle Vergütung, und tritt ein Schaden auf, kann der Straßenbaulastträger dessen Beseitigung verlangen), andererseits werden so aber nur frühzeitig auftretende, offensichtliche Schäden berücksichtigt, eine Verkürzung der Lebensdauer bleibt außer Acht. (Die regelmäßige Verjährungsfrist für Mängelansprüche beträgt zwischen zwei und fünf Jahren in Abhängigkeit von dem Umfang der Baumaßnahme, Bauklasse der Fahrbahnbefestigung und Dicke der hergestellten Schicht bzw. Schichten, siehe [ZTV Asphalt-StB 07].)

Weiterhin ist in der Praxis bekannt, dass die Kombination von Abweichungen zu einem frühzeitigen Versagen der Asphaltschicht führen kann, aber die Abzüge diesen Schaden für den Straßenbaulastträger nur selten tatsächlich kompensieren. Insbesondere ist dies der Fall, wenn alle Abweichungen noch innerhalb der zulässigen Toleranz liegen: Sind der Bindemittelgehalt und der Verdichtungsgrad etwas zu gering und die Zunahme des Erweichungspunktes Ring und Kugel relativ hoch, wäre eine vorzeitige Alterung und damit ein frühzeitiges Auftreten beispielsweise von Rissen zu erwarten. Treten diese Schäden nicht bereits in der Verjährungsfrist für Mängelansprüche auf, muss der Auftraggeber den Schaden alleine tragen.

Würde mit dem vorliegenden Modell anhand der Ergebnisse der Kontrollprüfung die Lebensdauer prognostiziert, ließe sich die (voraussichtliche) Auswirkung der Abweichungen auf die Lebensdauer quantifizieren. Die Reduzierung der Lebensdauer könnte dann anteilig (bezogen auf die

durchschnittliche Lebensdauer der Bauweise oder die bei der Planung kalkulierte Lebensdauer) auf die Vergütung übertragen und der Abzug bzw. eine einzubehaltende Summe berechnet werden. Zeigt sich in der Nutzungsphase ein besseres Verhalten der Fahrbahnbefestigung als prognostiziert, wäre die einbehaltene Summe (oder ein entsprechender Anteil davon, wenn die vorgesehene Lebensdauer noch nicht erreicht ist) dem Auftragnehmer nachträglich auszuzahlen. Analog könnte mit dieser Betrachtung in entgegengesetzter Richtung ein „Bonus-System“ eingeführt werden: Wird die anvisierte Lebensdauer überschritten, erhält der Auftragnehmer einen Bonus.

Schwierig gestaltet sich dabei allerdings, dass berücksichtigt werden muss, ob die gesamte Fahrbahnbefestigung oder nur ein Teil davon hergestellt wurde; im zweiten Fall ist die Zustandsentwicklung der Fahrbahnoberfläche deutlich abhängig von Leistungen, die der Bauunternehmer nicht erbracht und somit nicht zu verantworten hat und die das Verhalten der neu hergestellten Schicht überproportional beeinträchtigen können. Ein Lösungsweg könnte die alleinige Betrachtung der hergestellten Schichten in dem Modell sein; allerdings wäre dann der Abgleich mit dem in der Realität erreichten Verhalten nicht bzw. nur mit umfangreichen Untersuchungen an Proben der Strecke nach einer angemessenen Zeit möglich.

Wie die Belastung aus Verkehr und Wetter (insbesondere bei der Betrachtung des Verhaltens der Fahrbahnbefestigung in der Nutzungsphase) berücksichtigt werden kann, stellt ebenso ein Problem dar. Einerseits wäre es möglich, dass die Verkehrsbelastung selbst in dem Modell berücksichtigt wird, sich von der Lebensdauer in Jahren zu lösen und die Lebensdauer anhand der Achszahlübergänge zu bewerten. Dafür muss die Verkehrsbelastung jedoch hinreichend genau bestimmt werden können. Andererseits könnte eine ähnliche Regelung wie bei den neueren Vertragsformen (Betreibermodelle, Funktionsbauverträge) getroffen und für die Verkehrsbelastung ein Grenzwert definiert werden. Bei frühzeitiger Überschreitung dieses Grenzwertes sind die Anforderungen an das Verhalten der Fahrbahnbefestigung nicht mehr über die vorgesehene Lebensdauer aufrecht zu halten und es ist der Zustand, der bei Erreichen des Grenzwertes vorlag, zu beurteilen. Hinsichtlich des Wetters könnten ebenfalls derartige Grenzwerte festgelegt werden.

Die einbehaltenen Summen und die (aufgrund der prognostizierten Lebensdauer) wahrscheinlichen Bonuszahlungen wären dann jedoch zugleich in dem Haushalt und der Finanzplanung des Auftraggebers zu berücksichtigen, sodass deren nachträgliche Zahlung gesichert wäre.

Hintergrund der Idee des Bonus-Systems ist, dass für den Auftragnehmer – das Bauunternehmen – ein Anreiz zum stärker qualitätsbewussten, akkuraten Herstellen und Einbauen der Asphaltsschicht bzw. der Fahrbahnbefestigung geschaffen wird. Lässt sich dies realisieren, kann langfristig durch die höhere Qualität ein dauerhafteres Straßennetz entstehen.

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Die Lebensdauer einer Straßenbefestigung und ihr Verhalten während der Nutzungsphase hängen in hohem Maße ab einerseits von der Qualität der verwendeten Materialien und der Herstellung und andererseits von der Belastung der Straße durch Verkehr und von den Einwirkungen aus Umwelt und Klima in der Nutzungsphase.

Der Begriff Lebensdauer wird in diesem Sinne definiert als die Dauer von der Herstellung der Asphaltdeckschicht bis zu dem Zeitpunkt, an dem sie dem bestimmungsgemäßen Gebrauch nicht mehr genügt (technische Lebensdauer). Die Eignung für den bestimmungsgemäßen Gebrauch lässt sich bei der Asphaltdeckschicht zutreffend mit den geforderten Oberflächeneigenschaften beschreiben, die auch im Rahmen der Zustandserfassung und -bewertung (ZEB) ermittelt werden. Damit entspricht das Ende der Lebensdauer dem Zeitpunkt, an dem die betrachtete oder relevante Eigenschaft den Warn- oder spätestens den Schwellenwert nach ZEB überschreitet.

Die Qualität der Materialien (hierzu zählen die einzelnen Rohstoffe und das produzierte Asphaltmischgut) und die Rahmenbedingungen bei dem gesamten Herstellungsprozess der Asphaltdeckschicht schwanken im Straßenbau deutlich stärker, als dies beispielsweise bei der Produktion von Konsumgütern bekannt ist. Besonders die natürlichen Rohstoffe und die Tatsache, dass mit der Herstellung vor Ort jeweils unterschiedliche Bedingungen (zum Beispiel örtliche Gegebenheiten, Wetterbedingungen, Bauablauf und Transportlogistik) vorliegen, führen dazu, dass praktisch jede Baustelle eine Einzelfertigung darstellt, jeweils erneut eine Anpassung und Optimierung stattfinden muss und so Abweichungen von den Vorgaben nicht komplett ausgeschlossen werden können. Zwar werden vertraglich die zulässigen Abweichungen der Materialien eingegrenzt und teilweise Rahmenbedingungen für den Einbau definiert, doch auch innerhalb dieser Grenzwerte können die resultierenden Eigenschaften der Asphaltdeckschicht und damit die Erfüllung der an die Asphaltdeckschicht gestellten Anforderungen schwanken.

Während die Verkehrsbelastung der Strecke in ihrer Summe (beschrieben mit äquivalenten 10-t-AÜ) über die Lebensdauer noch ungefähr prognostiziert werden kann, ist dies für die Varianz der Verkehrsbelastung, die zum einen aus dem Verkehr bzw. den Fahrzeugen selbst (Geschwindigkeit, Fahrzeugkonstruktion) und zum anderen aus dem Zustand der Straße (Ebenheit im Längs- und Querprofil) folgt, jedoch nicht möglich. Dabei kann insbesondere der zweite Aspekt die Zustandsentwicklung deutlich verändern und damit auch die Lebensdauer der Straße. Die Einwirkungen aus Umwelt und Klima lassen sich bei einer langfristigen Betrachtung, wie bei der Bemessung der Fahrbahnbefestigung nach RStO 01, aufgrund der Stetigkeit des Klimas näherungsweise passend beschreiben. Für eine kurz- und mittelfristige Betrachtung, wie bei der Prognose der Lebensdauer der Asphaltdeckschicht, ist die Berücksichtigung der von dem langjährigen Mittel abweichenden Ausprägungen des Wetters und der Witterung mit ihren Wahrscheinlichkeiten erforderlich.

In den letzten Jahrzehnten wurden viele verschiedene Untersuchungen durchgeführt und Ansätze entwickelt, die die Zusammenhänge zwischen verschiedenen Größen und Eigenschaften der Asphaltdeckschicht und ihrem Verhalten bei Belastung betrachten, die Einflüsse auf diese Größen und Eigenschaften analysieren und aufbauend auf der Bewertung der Substanz der Fahrbahnbefestigung die Zustandsentwicklung und ihre (Rest-)Lebensdauer prognostizieren. Voraussetzung aller Ansätze ist stets aber der Bestand der betrachteten Fahrbahnbefestigung und eine bestimmte vergangene Nutzungsdauer. Zudem werden bei diesen Untersuchungen und Ansätzen meist nur einzelne Aspekte in die Prognose einbezogen.

Daher war es Ziel dieser Arbeit, ein Fundament für die Abschätzung der Lebensdauer von Asphaltbefestigungen zu schaffen, bei der die relevanten Größen einschließlich ihrer Unsicherheiten einbezogen werden. Dazu wurden zunächst die unterschiedlichen Prozesse und ihre Interaktion im Rahmen der Herstellung der Asphaltdeckschicht und die dadurch bedingte Veränderung der aus der ZEB bekannten Zustandsgrößen während der Nutzung analysiert und systematisch in mehreren Teilmodellen abgebildet (Kapitel 3). Die Variabilität der Qualität des Materials und der Ausführung

sowie die Variabilität der Belastung in der Nutzungsphase werden dabei berücksichtigt. Die Teilmodelle bestehen aus Eingangsgrößen, die durch verschiedene, sich aus Zuständen und Aktionen zusammensetzende Zwischenschritte in Ergebnisgrößen überführt werden. Die verschiedenen Teilmodelle sind miteinander verbunden, indem Ergebnisgrößen eines Teilmodells Eingangsgrößen eines nachfolgenden Teilmodells sind, und bilden gemeinsam den gesamten Ablauf von der Herstellung des Asphaltmischguts bis hin zum Ende der Lebensdauer der Asphaltdeckschicht ab. Die erstellten Teilmodelle geben wieder

- die Herstellung des Asphaltmischguts,
- den Transport des Asphaltmischguts (von dem Asphaltmischwerk bis zur Einbaubohle),
- den Zustand der Unterlage,
- den Einbau des Asphaltmischguts,
- die Verdichtung des Asphaltmischguts und
- die Entwicklung der Zustandsgrößen
 - Spurrinnentiefe,
 - Allgemeine Unebenheit,
 - Griffigkeit,
 - Rissbildung und
 - Ausmagerung und Flickstellen.

Die Betrachtung der Asphaltbefestigung wurde bei der Modellerstellung auf die Asphaltdeckschicht eingegrenzt und es wurde für diesen ersten Schritt angenommen, dass ihre Herstellung und Zustandsentwicklung nicht durch einen Mangel in den unteren Schichten beeinträchtigt wird. Für die unteren Schichten lässt sich das Modell anpassen, wobei dies vorwiegend hinsichtlich der relevanten Eingangs- und Ergebnisgrößen und der betrachteten Zustandsgrößen während der Nutzungsphase erforderlich ist. Der Einfluss der unteren Schichten auf die Asphaltdeckschicht ließe sich dann im Weiteren mit dem Modell der Asphaltdeckschicht verbinden.

Mit Blick auf die Anwendung der Methode der Risikoanalyse und im Speziellen des Darmstädter-Risiko-Analyse-Tools (DRAT, [Bald 1991]) wurde anschließend das Teilmodell „Entwicklung der Spurrinnentiefe“ des wie vorstehend beschrieben erstellten theoretischen Modells in ein quantitatives Modell überführt. Dieses quantitative Modell wurde zur Prognose der Entwicklung der Spurrinnentiefe für zwei Beispielstrecken in unterschiedlicher Bauweise angewendet (Kapitel 4). Die allgemeinen Funktionen und Konstanten des quantitativen Modells wurden auf Basis der zuvor (in Kapitel 3) dargestellten Zusammenhänge und von zum Teil ergänzend herangezogenen Forschungsergebnissen formuliert. Die Wahrscheinlichkeitsverteilungen der spezifischen Eingangsgrößen der Beispielstrecken wurden vorwiegend aus den aus der Kontrollprüfung stammenden Messdaten der Beispielstrecken gewonnen und dann in dem quantitativen Modell hinterlegt (zum Beispiel Verdichtungsgrad, Bindemittelgehalt). Dabei wurde vereinzelt eine Größe in Abhängigkeit einer anderen Größe definiert (so zum Beispiel der Hohlraumgehalt in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads), um den Zusammenhang zwischen den beiden Größen in dem Modell aufrecht zu erhalten.

Da die Beispielstrecken in unterschiedlicher Bauweise, einerseits in konventioneller Bauweise und andererseits in Kompaktasphaltbauweise hergestellt wurden, war es für den Vergleich und im Hinblick auf die Entstehung der Spurrinnentiefe erforderlich, neben der Asphaltdeckschicht auch die Asphaltbinderschicht als quantitatives Modell abzubilden. Hierzu wurden für die Asphaltbinderschicht die bei der Asphaltdeckschicht bestimmten Zusammenhänge angepasst und die spezifischen Größen analog ermittelt. Die Spurrinnentiefe setzt sich daher entsprechend dem Modell für die Beispielstrecken aus der Verformung infolge von Nachverdichtung und der Schubverformung beider Schichten sowie dem Fahrbahnabrieb der Asphaltdeckschicht zusammen.

Zum Vergleich der mit dem quantitativen Modell berechneten Spurrinnentiefe wurde die auf den Beispielstrecken im Rahmen der ZEB (nach einer Liegedauer von rund fünf Jahren) gemessene Spurrinnentiefe verwendet und als Soll-Vorgabe angehalten. Die gemessene Spurrinnentiefe war wider Erwarten bei beiden Strecken in beiden Richtungen durchschnittlich auf dem zweiten Fahrstreifen höher als auf dem ersten Fahrstreifen, wobei dies bei der Beispielstrecke in

konventioneller Bauweise stärker ausgeprägt ist als bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise. Angaben über eine besondere Verkehrsführung lagen nicht vor. Da die einzelnen Schichten aller Fahrbahnen über die gesamte Breite hergestellt wurden, sodass eine gleiche Ausführung auf beiden Fahrstreifen angenommen werden kann, die höhere Belastung offensichtlich auf dem zweiten Fahrstreifen vorlag und das quantitative Modell die Verkehrsbelastung mit der Bemessungsrelevanten Beanspruchung abbildet, die der theoretisch maximalen Belastung (normalerweise auf dem ersten Fahrstreifen) entspricht, wurde für den Vergleich der mit dem Modell kalkulierten Spurrinnentiefe die gemessene Spurrinnentiefe des zweiten Fahrstreifens herangezogen.

Die für eine Liegedauer von fünf Jahren mit dem quantitativen Modell berechnete Spurrinnentiefe ergibt durchschnittlich eine höhere Spurrinnentiefe: Die mittlere Spurrinnentiefe der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise liegt 0,36 mm (etwa 14 % der mittleren gemessenen Spurrinnentiefe von 2,56 mm) über der mittleren gemessenen Spurrinnentiefe und die mittlere Spurrinnentiefe der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise 0,51 mm (etwa 34 % der mittleren gemessenen Spurrinnentiefe von 1,40 mm). Die Form der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Spurrinnentiefe der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise kann anhand der Standardabweichung als vergleichbar angenommen werden. Für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise gilt dies nicht; es ist jedoch nach optischer Beurteilung zu erwarten, dass mit Annäherung des Mittelwerts auch die Form der Wahrscheinlichkeitsverteilung übereinstimmt. Die Berechnungsergebnisse der Spurrinnentiefe zeigt, dass sie im überwiegenden Maß aus der Schubverformung resultiert, was auch anhand der hohen Verdichtungsgrade beider Beispielstrecken plausibel ist. Der Anteil der Verformung, der rechnerisch aus der Asphaltbinderschicht stammt, beträgt bei der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise ungefähr 8 % und bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise rund 23 %. Dies entspricht dem Wertebereich, der in der Praxis bekannt ist. Für die Beispielstrecken sind hierzu keine Daten vorhanden.

Vor dem Hintergrund der unterschiedlichen Ausprägung der gemessenen Spurrinnentiefe auf den Fahrstreifen ist zu vermuten, dass die reale Verkehrsbelastung deutlich geringer war als in dem quantitativen Modell festgelegt und daher einen wesentlichen Anteil der Differenz zwischen der berechneten Spurrinnentiefe und der gemessenen Spurrinnentiefe bedingt. Da zu der Verteilung der Verkehrsbelastung auf den Fahrstreifen jedoch keine Informationen vorliegen, wurden die ermittelten Werte der Verkehrsbelastung im Sinne der Systematik für die weiteren Betrachtungen beibehalten.

Die Abhängigkeit der Verformung von dem Verdichtungsgrad ist für die Komponente der Verformung infolge von Nachverdichtung gegeben und plausibel, mit zunehmendem Verdichtungsgrad sinkt die berechnete Verformung. Die Schubverformung zeigt nur eine marginale Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad und steigt dabei tendenziell mit dessen Anstieg. Auch die gezielte Anpassung der Berechnungsformel der Schubverformung, die ebenfalls auf Forschungsergebnissen und allgemein in der Praxis bekannten Zusammenhängen basiert, führte zu keiner deutlichen Änderung dieses Phänomens. Mit Überlegungen sowohl aus theoretischer Sicht als auch aus mathematischer Sicht wurde dies diskutiert und nachvollzogen. Da aber keine Forschungsergebnisse über den Zusammenhang zwischen allein der Schubverformung und dem Verdichtungsgrad existieren, kann das Ergebnis, das Maß der Differenzierung in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads, nicht im Hinblick auf die Praxis bewertet werden. Hierzu wären Untersuchungen im Labor und in der Praxis durchzuführen, die im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht zusätzlich geleistet werden konnten.

Die gesamte, aus den verschiedenen Komponenten beider Schichten resultierende Spurrinnentiefe zeigt eine plausible Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad, sodass insgesamt das quantitative Modell als passend bewertet werden kann. Bei der gezielten Variation der Größen Härte des Mörtels und Schichtenverbund war zudem festzustellen, dass die Berechnungsergebnisse vor dem Hintergrund von Forschungsergebnissen und Erfahrungen aus der Praxis stringent sind.

Die Prognose der Entwicklung der Spurrinnentiefe über eine Liegedauer von 20 Jahren wurde unter Verwendung der angepassten Berechnungsformel durchgeführt. Dabei wurde zum einen die Spurrinnentiefe der Asphaltdecke aus der zunächst kalkulierten Spurrinnentiefe der Asphalt-

deckschicht unter anteiliger Berücksichtigung der Verformung der Asphaltbinderschicht berechnet und zum anderen diese Spurrinnentiefe um die Abweichung korrigiert, die sich bei dem Vergleich der berechneten mit den im Rahmen der ZEB gemessenen Daten zeigte.

Der zeitliche Verlauf der Spurrinnenbildung ist bei beiden Beispielstrecken schlüssig. Wird das Ende der Lebensdauer als die durchschnittliche Spurrinnentiefe definiert, die im Rahmen der ZEB dem Warnwert entspricht (10 mm) und bei dem zumindest Überlegungen über mögliche Erhaltungsmaßnahmen anzustellen sind, wäre für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise eine Lebensdauer von etwa 15 bis 16 Jahren bzw. unter Berücksichtigung der Korrektur 17 bis 18 Jahren zu erwarten. Die Spurrinnentiefe, die dem Schwellenwert zugeordnet ist (20 mm) und bei dem unmittelbar gehandelt werden muss, ist zum Ende des Prognosezeitraums auf etwa 3 % der konventionellen Beispielstrecke zu erwarten, bei Berücksichtigung der Korrektur zu keinem Zeitpunkt des Prognosezeitraums. In der Literatur wird für Splittmastixasphalt allgemein eine Lebensdauer von mindestens 15 und durchschnittlich 20 Jahren genannt (vgl. Abschnitt 2.2.3); demzufolge erscheint die prognostizierte Lebensdauer der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise passend. Für die Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise wurde erwartungsgemäß eine höhere Lebensdauer berechnet. Demnach würde eine Spurrinnentiefe von 10 mm nach 20 Jahren nur auf etwa 30 % der Beispielstrecke zu erwarten sein bzw. zu etwa 2 % bei Berücksichtigung der Korrektur. Mit einer Spurrinnentiefe von mindestens 20 mm, die dem Schwellenwert zugeordnet ist, ist bei der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise innerhalb des Prognosezeitraums nicht zu rechnen. Ob das Maß dieser deutlichen Erhöhung der Lebensdauer stimmig ist, kann derzeit nicht beurteilt werden, da die ersten Strecken, die in Kompaktasphaltbauweise hergestellt wurden, nun erst seit etwa zehn Jahren liegen. Vergleiche mit bekannten Spurrinnentiefen anderer Strecken in Kompaktasphaltbauweise zu früheren Zeitpunkten lassen aber darauf schließen, dass auch für die Kompaktasphaltbauweise das Modell die Praxis passend beschreibt.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass sich die Anwendung der Risikoanalyse und das erstellte quantitative Modell zur Beschreibung der Entwicklung der Spurrinnentiefe eignen; bedeutsam ist dabei allerdings die exakte Ermittlung der streckenspezifischen Größen. Für die übrigen Teilmodelle, die im Rahmen dieser Arbeit entwickelt wurden, wird daher prinzipiell ebenfalls die Anwendbarkeit bei geeigneter quantitativer Formulierung erwartet.

Durch weitere gezielte Untersuchungen verschiedener Zusammenhänge und durch die Anwendung des erstellten quantitativen Modells bei zusätzlichen Strecken ist die Formulierung zu justieren und die Qualität der Prognose weiter zu verbessern. Ansatzpunkte zum Justieren und Verbessern sind die Anpassung der verschiedenen gewählten Faktoren und ihre Definition zum Beispiel in Abhängigkeit von der Lebensdauer zur Berücksichtigung der Alterung, von der Temperatur oder von bestimmten Eigenschaften und Größen des Asphaltmischguts.

Ein weiterer wesentlicher Vorteil dieser theoretisch-praktischen Betrachtungsweise ist, dass sie einen detaillierteren Einblick in die Entwicklung der Zustandsgrößen und in ihre Zusammenhänge erlaubt, wie aus dem Anwendungsbeispiel für die einzelnen Komponenten der Spurrinnentiefe der Asphaltdecke ersichtlich. Hierdurch lassen sich bei weiteren Zwischenbetrachtungen die Ursachen für das Erscheinungsbild oder einen bestimmten Zustand ergründen und somit für die Zukunft gezielt Ansätze zur Qualitätsverbesserung identifizieren oder Forschungsfragen aufzeigen.

Für die Begrenzung des Aufwands bei der Definition der Größen sowie der Faktoren wäre eine Sensitivitätsanalyse durchzuführen, mit der ihr Einfluss und die Auswirkung ihrer Varianz abgeschätzt wird. Zeigt sich, dass die Varianz einer Größe oder eines Faktors über keine bedeutsame Auswirkung auf das Ergebnis verfügt, wäre ihre präzise Ermittlung nicht zwingend notwendig. Ebenso kann eine Sensitivitätsanalyse dazu dienen, die kritischen Punkte während der Herstellung herauszufinden, das heißt Punkte, bei denen eine geringe Abweichung zu einer deutlichen Veränderung der Lebensdauer oder einer weiteren betrachteten, spezifischen Eigenschaft führt. Diese kritischen Punkte wären dann zum einen in dem Modell zu detaillieren, um die Ausprägung der entsprechenden Größen möglichst präzise abzubilden, und zum anderen ebenso ein möglicher Ansatzpunkt für weitere Forschung und die Qualitätsverbesserung in der Praxis.

Das erarbeitete theoretische Modell erlaubt, die Lebensdauer in Abhängigkeit des Anwendungsfalles bzw. der Sichtweise und – gegebenenfalls mit einzelnen Anpassungen – aufbauend auf den verfügbaren Daten und Kenntnissen zu prognostizieren. Weitere (noch zu entwickelnde) Anwendungsmöglichkeiten, zum Beispiel der Einsatz bei Betrachtungen der Lebenszykluskosten oder zur Überarbeitung des Systems der Vergütung bzw. Abzüge mit Blick auf die Folgen der Qualität für die Lebensdauer, wurden außerdem vorgestellt.

Die derzeitige Anwendung und Bedienung des verwendeten Berechnungsprogramms (DRAT) setzt ein bestimmtes Maß an Programmier- und Computer-Erfahrung voraus, da sämtliche Größen einzeln zu definieren sind, jede Zwischengrößen gesondert zu berechnen ist und jeder Berechnungslauf einzeln gestartet werden muss. Für eine breite Anwendung des Modells bzw. des Programms wäre eine benutzerfreundliche Oberfläche vermutlich geeigneter, mit der die verschiedenen Größen mit ihren Skalen, Abhängigkeiten und Werten oder Formeln einfach definiert werden könnten und dann automatisiert die erforderlichen Dateien generiert würden, die Abhängigkeit und daher erforderliche Reihenfolge der Berechnung ermittelt und darauf aufbauend die Zielgröße oder eine andere gewünschte Zwischengröße berechnet würde. Zudem zeigt sich zum Beispiel mit den teilweise langen Berechnungszeiten, dass eine Optimierung der Programmierung der Berechnung sinnvoll erscheint. So könnten beispielsweise Berechnungsläufe, bei denen das Ergebnis aufgrund der Datenkonstellation Null ist, frühzeitig abgebrochen werden.

Eine Weiterentwicklung des verwendeten Berechnungsprogramms DRAT, die zeitlich parallel zu der Erstellung der Arbeit stattfand, ist das sogenannte "dratloop2". Dieses ermöglicht, iterativ und aufbauend auf dem Ergebnis einer Größe zu einem vorherigen Betrachtungszeitpunkt den nachfolgenden Zustand zu berechnen. Diese Erweiterung eignet sich zum Beispiel zur Prognose der Allgemeinen Unebenheit, da ihre Entwicklung wesentlich von der Allgemeinen Unebenheit selbst abhängig ist; die Allgemeine Unebenheit beeinflusst zusammen mit der Federung der Fahrzeuge die unterschiedlichen dynamischen Lasten, die wiederum die weitere Entwicklung der Allgemeinen Unebenheiten prägt.

Neben allen möglichen Verbesserungen und Weiterentwicklungen des Berechnungsprogramms ist besonders hervorzuheben, dass das Ergebnis von der quantitativen Formulierung einerseits und – besonders – von den Vorgaben, den Eingaben auf Basis der Auswertung von Messdaten und den erforderlichen Annahmen bei der Definition der Eingangsgrößen andererseits abhängig ist. So ist auch die Anwendung, vor allem bei gleichzeitiger Änderung des quantitativen Modells, durch einen Sachkundigen erforderlich und je nach Blickwinkel eine klare Definition des betrachteten Systems bedeutsam, die sich in entsprechenden Bedingungen, Annahmen und Grenzwerten widerspiegelt. Die Qualität und die Präzision der Eingangsgrößen bestimmen die Genauigkeit und die Richtigkeit des Ergebnisses.

7 Literaturverzeichnis

- [Ahammed, Tighe 2009]: Ahammed, M. Alauddin; Tighe, Susan L.: Early-Life, Long-Term, and Seasonal Variations in Skid Resistance in Flexible and Rigid Pavements. In: Transportation Research Record 2094/2009, S. 112-120
- [AK Kompaktasphalt 2007]: Arbeitskreis Kompaktasphalt: Bericht über die Auswertung von Daten und Untersuchungsergebnissen zu Baumaßnahmen mit kompakten Asphaltbefestigungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), nicht veröffentlicht, 2007
- [Anderson, Goetz 1973]: Anderson, David A.; Goetz, W. H.: Mechanical Behavior and Reinforcement of Mineral Filler-Asphalt Mixtures. In: Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 42/1973, S. 37-66
- [Andersson, Krigsman 1993]: Andersson, Conny; Krigsman, Bengt: Thermografischer Test von Asphaltbelägen. In: Die Asphaltstraße 8/1993, S. 18-24
- [AP 25/B5.1 1990]: Bemessung flexibler Fahrbahnbefestigungen, Abschnitt B 5.1 Einfluss des Schichtenverbundes auf das Verhalten von Asphaltbefestigungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 1990
- [AP 25/E1 1991]: Bemessung flexibler Fahrbahnbefestigungen, Abschnitt E1 Sanierung von Unebenheiten, verursacht durch verformungsanfälligen Asphaltbinder. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 1991
- [AP 9/A1 2001]: Arbeitspapier 9/A1 zur ZEB, Reihe A Auswertung. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2001
- [AP 9/R 2001]: Systematik der Straßenerhaltung, Reihe R: Rechnergestützte Erhaltungsplanung für Fahrbahnbefestigungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2001
- [AP 9/S 2003]: Arbeitspapier Nr. 9/S zur Erhaltungsplanung - Reihe S Substanzwert (Bestand). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2003
- [Arand 1982]: Arand, Wolfgang: Zur Alterung von Bitumen. In: Die Asphaltstraße 4/1982, S. 159-163
- [Arand 1996]: Arand, Wolfgang: Asphalt Roads under the Influence of Weather and Traffic. Eurobitume, Eurasphalt & Eurobitume Congress 1996, Strasbourg, 1996
- [Arand, Lorenzl 1995]: Arand, Wolfgang; Lorenzl, Holger: Einfluß der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur; Teil 2. Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 696, 1995
- [Arand, Renken 1980]: Arand, Wolfgang; Renken, Peter: Über die Beziehung zwischen der Verdichtbarkeit und mechanischen Merkmalen von Walzasphalten. In: Das stationäre Mischwerk 5/1980, S. 13-18
- [Babbel 1986]: Babbel, E.: Einfluss von Spurrinnen auf das Fahrverhalten, Teil 2, Kurzbericht zum FA 4.118. In: Straßenverkehrstechnik 5/1986, S. 219-220
- [Bald 1991]: Bald, J. Stefan: Grundlagen für die Anwendung von Risikoanalysen im Straßenwesen. Dissertation TH Darmstadt, 1991
- [Bald, Rosauer 2008]: Bald, J. Stefan; Rosauer, Verena: Modelling the Ups and Downs of the Skid Resistance of Road Surface. AIPCR - World Road Association, 6th Symposium on Pavement Surface Characteristics, 20-22.10.2008 in Portoroz, 2008

-
- [Bartolomaeus 2003]: Bartolomaeus, Wolfram: Über die Entwicklung von Fahrbahnnunebenheiten aus Homogenitätsschwankungen bei Asphaltbetonstraßen. Dissertation Universität Hannover, 2003
- [BASt 1984]: Bundesanstalt für Straßenwesen: Langzeitbeobachtungen an ausgewählten Straßenabschnitten, 17. Bericht. Nicht veröffentlicht, 1984
- [BASt 2010a]: Bundesanstalt für Straßenwesen: Manuelle Straßenverkehrszählung 2005, Ergebnisse auf Bundesautobahnen. Verfügbar: http://www.bast.de/cln_007/nn_39112/DE/Statistik/Verkehrsdaten/Downloads/zaehlung-2005-BAB-strassen,templateId=raw,property=publicationFile.pdf/zaehlung-2005-BAB-strassen.pdf, 24.01.2010
- [BASt 2010b]: Bundesanstalt für Straßenwesen: Automatische Zählstellen auf Autobahnen und Bundesstraßen. Verfügbar: http://www.bast.de/cln_007/nn_39112/DE/Aufgaben/abteilung-v/referat-v2/verkehrszaehlung/zaehl__node.html?__nnn=true, 24.01.2010
- [Beckedahl 1988]: Beckedahl, Hartmut: Möglichkeiten zur Prognose von Spurrinnenentwicklungen. In: Straße und Autobahn 5/1988, S. 173-178
- [Beckedahl 1993]: Beckedahl, Hartmut: Qualitätssicherung im Straßenbau - Das Qualitätssicherungshandbuch für die Herstellung von Mineralstoffen. In: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Schriftenreihe der Arbeitsgruppe "Mineralstoffe im Straßenbau", 1993
- [Beckedahl 2006]: Beckedahl, Hartmut: Auswirkung von Qualitätsmängeln auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen; Vortrag im Rahmen der DACH-Tagung 2006. Verfügbar: <http://www.tu-dresden.de/biwiss/strabau/newhp/Pages/save/DACH-downloads/Qualitaetsmaengeln.pps>, 09.06.2010
- [Beckedahl u.a. 1991]: Beckedahl, Hartmut; Gerlach, Alexander; Köhler, Martin; Rogosch, Norbert; Schlüsing, Jürgen; Straube, Edeltraud; Yan, Zuoren; Buseck, Hermann; Velske, Siegfried: Theoretische Berechnung der bleibenden Einsenkungsmulden infolge unterschiedlicher Lastkonfigurationen und -querverteilungen unter Berücksichtigung der Schichteneinflüsse bei der Spurrinnenbildung. Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 603, 1991
- [Beckedahl, Neutag, Sivapatham 2008]: Beckedahl, Hartmut; Neutag, Lars; Sivapatham, Pahirangan: Lebenszykluskosten modifizierter Asphalte, Vortrag bei den 5. Internationalen Wuppertaler Verkehrstagen am 28./29.08.2008. Verfügbar: <http://www.strassenbau.uni-wuppertal.de/SeSb/Vortraege/15%20-%20Beckedahl%20Presentation.pdf>, 14.08.2009
- [Becker 1995]: Becker, Wolfram: Die Spektrale Dichte - ein Maß für die Fahrbahnnunebenheit im Längsprofil. In: Straße und Autobahn 10/1995, S. 583-592
- [Beecken u.a. 1994]: Beecken, G.; Höppel, H.E.; Metelmann, P.; Rudolpf, F.; Schönian, E.; Springer, E.; Vondenhof, M.: Shell Bitumen für den Straßenbau und andere Anwendungsgebiete. Elbe Druck, 1994
- [Begriff StB 03]: Begriffsbestimmungen, Teil Straßenbautechnik. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2003
- [Bellanger u.a. 1996]: Bellanger, Jayques; Delalande, Gérard; Dupont, Pierre; Ganga, Yves: Planches expérimentales "granulats-adhérence" - Suivi à trois ans. In: Revue générale des routes et des aérodromes 4/1996, S. 42-46
- [Bellin 1979]: Bellin, Peter: Erweichungspunkt Ring und Kugel - Auswertung von Prüfergebnissen aus den Jahren 1977 und 1978 an Mischgut gemäß TV bit 3. In: Das stationäre Mischwerk 6/1979, S. 18-27

-
- [Bellin 1983]: Bellin, Peter: Untersuchung von Frühschäden und Folgerungen zur Erhöhung der Haltbarkeit bituminöser Decken. In: Die Asphaltstrasse 3/1983, S. 111-125
- [Bellin 1997]: Bellin, Peter: Die Ergebnisse der Bitumen- und Asphaltforschung des Strategic Highway Research Program SHRP, Teil 2: Asphaltbemessung. In: Bitumen 2/1997, S. 54-65
- [BGH 1963]: Bundesgerichtshof: Urteil des BGH vom 28.02.1963, III ZR 207/61, Frankfurt am Main . In: Versicherungsrecht 27/1963, S. 652-655
- [Blankenship 2009]: Blankenship, Phillip: How Much Does Density Matter?. Verfügbar: http://www.asphaltmagazine.com/singlenews.asp?comm=0&list_code_int=MAG01-INT&item_ID=1811,
- [Bleßmann u.a. 2008]: Bleßmann, Werner; Garthe, Frank; Großhans, Dieter; Körner, Manfred; Lammen, Hermann; Müssenich, Heribert; Schmidt, Hans: Hinweise zur Sicherung der Nutzungsdauer von Walzasphaltbefestigungen. Deutscher Asphaltverband (Hrsg.), 2008
- [Blohm, Lüder, Schaefer 2006]: Blohm, Hans; Lüder, Klaus; Schaefer, Christina: Investition: Schwachstellenanalyse des Investitionsbereichs und Investitionsrechnung. Verlag Franz Vahlen, 2006
- [BMVBS 2007]: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr: Straßenbaubericht 2007. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr (Hrsg.), 2007
- [BMVBS 2007b]: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Investitionsrahmenplan bis 2010 für die Verkehrsinfrastruktur des Bundes (IRP). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.), 2007
- [BMVBS 2009]: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Verkehrsinnovationsbericht 2008. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.), 2009
- [Böhm u.a. 2006]: Böhm, Stefan; Pehlke, Andreas; Root, Viktor; Rosauer, Verena: Kompaktasphalt – Untersuchung des Langzeitverhaltens anhand ausgewählter Bundesautobahn-Abschnitte. (Hrsg.), nicht veröffentlicht , 2006
- [Bowskill u.a. 2000]: Bowskill, G.; Abell, R.; Caprez, M.; Dascalu, F.; Dorobantu, S.; Garrido, A.; Gaspar, L.; Litzka, J.; Marchionna, A.; Mizobuchi, M.; Mrhizou, A.; Pierce, L.; Reeves, I.; Rioux, N.; Roos, H.; Said, S.; Stawiarski, A.; Sybilski, D.; Verhee, F.: Whole Life Costing of Roads, Flexible Pavements. Association mondiale de la Route (AIPCR) / World Road Association (PIARC) (Hrsg.), 08.09.B , 2000
- [Boyer, Hensley 1999]: Boyer, Bob; Hensley, Jay: Life-Cycle Performance. In: Asphalt Summer/1999, S. 16-18
- [Brown, Collins, Brownfield 1989]: Brown, E. R. Collins, R. Brownfield, J. R.: Investitgation of Segregation of Asphalt Mixtures in the State of Georgia. In: Transportation Research Record 1217/1989, S. 1-8
- [Brühwiler 2007]: Brühwiler, Bruno: Risikomanagement als Führungsaufgabe: unter Berücksichtigung der neuesten Internationalen Standardisierung. Haupt, 2007
- [Buchta, Nievelt 2005]: Buchta, Martin; Nievelt, Helmut: Einbautechnologie im Asphaltstraßenbau, Vortrag anlässlich des 31. Gestrata-Bauseminars 2005. In: Gestrata Journal Juli/2005, S. 21-27
- [Bullas 2005]: Bullas, John: Slippery when dry? - Low friction and binder rich road surfaces. Surface Friction Conference, New Zealand, May 2005.. Verfügbar: <http://www.transit.govt.nz/technical/surfacefriction/pdf/Slippery-when-DRY.pdf>,
- [Burg, Moser, Steffan 2007]: Burg, Heinz; Moser, Andreas; Steffan, Hermann: Simulation und Animation. 2007

-
- [Cabrera, Hassan 1996]: Cabrera, J. G.; Hassan, T. Q. M.: Quality Control During Construction of Bituminous Mixtures using a Simple Air Permeability Test. In: Cabrera, J. G.; Dixon, J. R. (Hrsg.), Performance and Durability of Bituminous Materials, Proceedings of Symposium, University of Leeds, March 2004., 1996
- [Caro u.a. 2008]: Caro, Silvia; Masad, Eyad; Airey, Gordon; Bhasin, Amit; Little, Dallas: Probabilistic Analysis of Fracture in Asphalt Mixtures Caused by Moisture Damage. In: Transportation Research Record 2057/2008, S. 28-36
- [Chang, Chang, Chen 2009]: Chang, Chieh-Min; Chang, Yen-Jui; Chen, Jian-Shiuh: Effect of Mixture Characteristics on Cooling Rate of Asphalt Pavements. In: Journal of Transportation Engineering Vol. 135, No. 5/2009, S. 297-304
- [Daines 1985]: Daines, M. E.: Cooling of Bituminous Layers and Time Available for their Compaction. Transport and Road Research Laboratory (Hrsg.), Research Report 4, 1985
- [Dames, Huschek, Lindner 1989]: Dames, Jürgen; Huschek, Siegfried; Lindner, Joachim: Ermittlung der Endpolierwerte von im Straßenbau verwendeten Gesteinen. Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 574, 1989
- [Damm o.J.]: Damm, Klaus-Werner: Praktische Bewährung von Asphalt mit polymermodifizierten Bitumen. Verfügbar:
http://www.bp.com/liveassets/bp_internet/bitumen/bp_bitumen_germany/STAGING/local_assets/downloads_pdfs/pq/praktische_bewahrung_von_asphalt_mit_polymermodifizierten_bitumen.pdf, 03.06.2010
- [de Souza, Neto, de Farias 2006]: de Souza, Ricardo Oliveira; Neto Silvrano Dantas; de Farias, Márcio Muniz: Statistical Analysis Between Roughness Indices and Roughness Predication Model Using Neural Networks. In: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (Hrsg.), Improving Pavements With Long-Term Pavement Performance: Products for Today and Tomorrow, Papers From the 2003-2004 International Contest on Long-Term Pavement Performance Data Analysis, 2006
- [Dengiz, Kössl, Vassiliou 1991]: Dengiz, A.; Kössl, H.; Vassiliou, K.: Auswirkung der Wiederverwendung von Ausbauasphalt auf das Langzeitverhalten von Asphaltbinder- und Asphaltdeckschichten. Deutscher Asphaltverband (Hrsg.), AIF-Forschungsbericht Kurzbeschreibung, 1991
- [DIN EN 12697-10]: Prüfverfahren für Heißasphalt, Teil 10: Verdichtbarkeit. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.), 2002
- [DIN EN 12697-15]: Prüfverfahren für Heißasphalt, Teil 15: Bestimmung der Entmischungsneigung. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.), 2003
- [DIN IEC 62198]: Risikomanagement für Projekte: Anwendungsleitfaden. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.), 2002
- [Diruf 1972]: Diruf, Günther: Die quantitative Risikoanalyse. In: Zeitschrift für Betriebswirtschaft / 1972, S. 821-832
- [Do u.a. 2007]: Do, Minh-Tan; Tang, Zhenzhong; Kane, Malal; de Larrard, Francois: Experimental simulation and modeling of pavement surface polishing by road traffic. In: Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées 267/2007, S. 31-43
- [Domschke, Scholl 2000]: Domschke, Wolfgang; Scholl, Armin: Grundlagen der Betriebswirtschaftslehre: Eine Einführung aus entscheidungsorientierter Sicht. Springer, 2000

-
- [Dorando, Rübensam 1995]: Dorando, Stefan; Rübensam, Joachim: Auswertung der bautechnischen Angaben zu Erhaltungsarbeiten an Bundesautobahnen für das Erhaltungsmanagement. Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 707, 1995
- [Dressel, Oesterle 1977]: Dressel, Heinz; Oesterle, Eberhard: Einfluß der Witterung auf die Herstellung von Straßendecken. In: Straße und Autobahn 8/1977, S. 315-320
- [Drüschner, Schäfer 2000]: Drüschner, Lothar; Schäfer, Volker: Splittmastixasphalt. Deutscher Asphaltverband (Hrsg.), 2000
- [Dübner 1996]: Dübner, Rolf: Standfeste Fahrbahnen durch veränderten Schichtenaufbau?. In: Bitumen 4/1996, S. 153-158
- [Dupont, Delalande 2005]: Dupont, Pierre; Delalande, Gérard: Amélioration de l'adhérence au jeune âge, Procédé de micro-incrustation. Service d'Études techniques des routes et autoroutes (Hrsg.), Note d'Information, Chaussées, Dépendances 115, 2005
- [DWD 2008]: Deutscher Wetterdienst: Beobachterhandbuch und Technikhandbuch für Wettermeldestellen des synoptisch-klimatologischen Mess- und Beobachtungsnetzes. Eigenverlag, 2008
- [DWD 2009]: Deutscher Wetterdienst: Wetterlexikon. Verfügbar: http://www.dwd.de/bvbw/appmanager/bvbw/dwdwwwDesktop;jsessionid=pV6mK8KPfb1JRvLCvn9tqr5bLNgNBspsvTpCPT-kRYD6zbKJmpKpp!1697763897!625425849?_nfpb=true&_pageLabel=dwdwww_menu2_wetterlexikon&_nfls=false, 05.04.2009
- [DWD 2010]: Deutscher Wetterdienst: Klimadaten Deutschland, Tageswerte. Verfügbar: http://www.dwd.de/bvbw/appmanager/bvbw/dwdwwwDesktop?_nfpb=true&_pageLabel=_dwdwww_klima_umwelt_klimadaten_deutschland&T82002gsBDocumentPath=Navigation%2FOeffentlichkeit%2FKlima__Umwelt%2FKlimadaten%2Fkldaten__kostenfrei%2Fausgabe__tageswerte__node.html__nnn%3Dtrue,
- [DWW 1997]: Keuze Bitumineuze Materialen (asfaltmengsels). Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde (Hrsg.), 1997
- [Dynapac 2010]: Dynapac: Compactasphalt (Informationsbroschüre der Fa. Dynapac). Verfügbar: http://www.podshop.se/Content/21/opensearchresult.aspx?file=3492%200020%2004_L.pdf, 15.04.2010
- [EAPA 2007]: European Asphalt Pavement Association: Long-Life Pavements. European Asphalt Pavement Association (Hrsg.), Technical Version, 2007
- [Ehrhardt 2007]: Ehrhardt, Claus-Christian: Kriterien für die frühestmögliche Verkehrsfreigabe von Asphaltbefestigungen. Dissertation TU Braunschweig, 2007
- [Eicher 2009]: Eicher, Claus Christoph: Dauerstau am Bau. In: ADAC motorwelt 11/2009, S. 40-43
- [Eisenmann, Hilmer 1986]: Eisenmann, Josef; Hilmer, Alfons: Einfluss der Radlasten und Reifeninnendrucke auf die Spurrinnenbildung bei Asphaltstraßen - Experimentelle und theoretische Untersuchungen -, Vergleich von Einzelbereifung und Zwillingsbereifung bezüglich ihres Einflusses auf die Spurrinnenbildung. Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 463, 1986
- [Eisenmann, Neumann 1994]: Eisenmann, Josef; Neumann, Uwe: Auswirkungen von Verbundstörungen auf die Spurrinnenbildung. Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 677, 1994
- [Elbing 2006]: Elbing, Clemens: Risikomanagement für Public Private Partnership-Projekte und -Projektportfolios im Schulsektor aus der Sicht von Investoren aus der Bauwirtschaft. Dissertation Bauhaus-Universität Weimar, 2006

-
- [Eustacchio, Göllés, Rath 1995]: Eustacchio, Enrico; Göllés, Josef; Rath, Michael: Qualitätssicherung im Asphaltstraßenbau. Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten (Hrsg.), Schriftenreihe Straßenforschung Heft 455, 1995
- [Ewers, Heukelom 1964]: Ewers, J. W.; Heukelom, W.: Die Erhöhung der Viskosität von Bitumen durch die Zugabe von Füller. In: Straße und Autobahn 2/1964, S. 31-39
- [EWS 1997]: Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen (Entwurf, Aktualisierung der RAS-W 86). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Verkehrsplanung (Hrsg.), 1997
- [FHWA 1998]: Federal Highway Administration: Life Cycle Cost Analysis in Pavement Design. Federal Highway Administration (Hrsg.), Tech Brief FHWA-RD-98-117, 1998
- [FHWA 2000]: Federal Highway Administration: Key Findings from LTPP Analysis 1990-1999, Publication Nr. FHWA-RD-00-085. Verfügbar: <http://www.tfhr.gov/pavement/ltp/key.htm>,
- [FHWA 2002]: Federal Highway Administration: Techbrief - Help with Convertin gPavement Smoothness Specifications. Verfügbar: <http://www.tfhr.gov/pavement/ltp/reports/02112/02112.htm>,
- [Freund, Codjia, Vassiliou 1994]: Freund, Heinz-Jürgen; Codjia, Honoré; Vassiliou, Kyriakos: Erarbeitung eines Bewertungshintergrund für das Prüfverfahren "Schichtenverbund nach Leutner" und Bestimmung der Präzision. Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 676, 1994
- [Fritsche 1999]: Fritsche, Holle: Der Einfluss der Viskosität des Bitumens auf die Raumdichte von Asphalt bei konstanter Verdichtungsarbeit und vorgegebener Verdichtungstemperatur. In: Asphalt 6/1999, S. 18-26
- [FStrG]: Bundesfernstraßengesetz in der Fassung der Bekanntmachung vom 28. Juni 2007 (BGBl. I S. 1206), 2007
- [Fuchs, Litzka 1998]: Fuchs, Michael; Litzka, Johann: Langzeitverhalten von Straßenbefestigungen, Schlußbericht des Managementkomitees der COST-Aktion 324 (Übersetzung der englischen Publikation: COST-Action 324 - Long-Term Performance of Road Pavements). Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten (Hrsg.), Schriftenreihe Straßenforschung 472, 1998
- [Gauer 2000]: Gauer, Peter: Poliersimulation und Griffigkeitsprognose im Labor. In: Asphalt 3/2000, S. 8-19
- [Geigenmüller, Ewe, Köhler 1998]: Geigenmüller, Ulrike; Ewe, Bernd; Köhler, Christian: Der Schichtenverbund im Asphaltoberbau. Fachinformation 2/1998. Verfügbar: www.list-sachsen.de/veroeff.htm,
- [Gerlach 1968]: Gerlach, Alexander: Zur Beurteilung der Standfestigkeit von Fahrbahnaufbauten mit Hilfe statisch-elastischer Berechnungen. Dissertation TH Hannover, 1968
- [Gerwens 2008]: Gerwens, Stefan: Zustand der Straßen in Deutschland, Vortrag bei den 5. Internationalen Wuppertaler Verkehrstagen am 28./29.08.2008. Verfügbar: www.strassenbau.uni-wuppertal.de/SeSb/Vortraege/00%20-%20Gerwens%20deu.pdf, 14.08.2009
- [Girmscheid 2007]: Girmscheid, Gerhard: Entscheidungsmodell - Lebenszyklusorientierte Strategiebildung und Unterhaltungsvarianten für Straßennetze. In: Bauingenieur 7-8/2007, S. 346-355
- [Girmscheid, Fastrich 2008]: Girmscheid, Gerhard; Fastrich, Andreas: Strassenunterhalt: Neue Konzepte des Erhaltungsmanagements. In: Die Baustellen 9/2008, S. 18-20

-
- [Glanzmann 2005]: Glanzmann, Tim: Quantifying the Benefits of Polymer Modified Asphalt.
Verfügbar:
www.asphaltinstitute.org/Upload/Quantifying_Benefits_Polymer_Modified_Aspalt_781778887_7202005152345.pdf, 26.08.2009
- [Götze 2008]: Götze, Uwe: Investitionsrechnung - Modelle und Analyse zur Beurteilung von Investitionsvorhaben. Springer, 2008
- [Grätz 2009]: Grätz, Bernd: Bewertung der Tragfähigkeit und der Standfestigkeit bestehender Asphaltstraßen zur Wahl zweckmäßiger Erhaltungsmaßnahmen. Habilitationsschrift, TU Darmstadt, 2009
- [Grätz, Suß 1983]: Grätz, Bernd; Suß, Georg: Schichtenverbund - eine Analyse von Scherversuchen. In: Bitumen 4/1983, S. 156-162
- [Großhans, Pohlmann, Reuter 1998]: Großhans, Dieter; Reuter, Hans-Reinhard; Pohlmann, Peter: Ursachen für Verformungen in Asphaltbefestigungen mit Splittmastixasphaltdeckschichten am Beispiel des Autobahnnetzes in Brandenburg. In: Bitumen 2/1998, S. 50-59
- [Haider, Chatti 2006]: Haider, S. W.; Chatti, K.: Effects of Design and Site Factors on Roghness of Flexible Pavments in the LTPP SPS-1 Experiment. In: Al-Qadi, Imad L. (Hrsg.), Airfield and Highway Pavements, Meeting Today's Challenges with Emerging Technologies, April 30 - May 3, 2006, Atlanta, Georgia, 2006
- [Haider, Chatti 2009]: Haider, Syed W.; Chatti, Karim: Effect of Design an Site Factors on Fatigue Cracking of New Flexible Pavements in the LTPP SPS-1 experiment. In: International Journal of Pavement Engineering Vol. 10, No. 2/2009, S. 133-147
- [Hampe 1979]: Hampe, Karl Heinz: Baustoffe und Bauunterhaltungskosten - Wirtschaftlich günstige Relationen von Herstellungs- und Unterhaltungskosten der Gebäude. Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (Hrsg.), Schriftenreihe Bau- und Wohnungsfor-schung 51, 1979
- [Henault, Larsen 2006]: Henault, John W.; Larsen, Donald A.: Thermal Imaging of Hot-Mix-Asphalt Paving Projects in Conneticut. In: Transportation Research Record 1946/2006, S. 130-138
- [Herrmann u.a. 2008]: Herrmann, Thomas; Adey, Brian; Schindele, Nadine; Lüking, Jost; Hajdin, Rade: Bewertung des Nutzens von Erhaltungsmaßnahmen. In: Strasse und Verkehr/ Route et Trafic 11/2008, S. 23-26
- [Herzog 2005]: Herzog, Kati: Lebenszykluskosten von Baukonstruktionen, Entwicklung eines Modells und einer Softwarekomponente zur ökonomischen Analyse und Nachhaltigkeitsbe-urteilung von Gebäuden. Dissertation TU Darmstadt, 2005
- [Hofmann 2000]: Hofmann, Jürgen: Risikobasierte Instandhaltung. VDI, , 2000
- [Homann 1998]: Homann, Klaus: Immobiliencontrolling: Ansatzpunkte einer lebenszyklusorien-tierten Konzeption. Dissertation Universität Freiburg (Breisgau), 1998
- [Hürtgen 1982]: Hürtgen, Heinz: Bestimmung des Elastizitätsmodul von Asphalt aus konventio-nellen Mischgut- und Bindemitteldaten. In: Bitumen 2/1982, S. 52-58
- [Huscek 1983]: Huscek, Siegfried: Zum Verformungsverhalten von Asphaltbeton unter Druck. Dissertation TH Zürich, 1983
- [Huscek 1988]: Huscek, Siegfried: Der "funktionale Schichtenaufbau", Gedanken zu einem neuen Konzept für Fahrbahnbefestigungen. In: Bitumen 2/1988, S. 50-52
- [Huscek 1995]: Huscek, Siegfried: Bewertung der Straßengriffigkeit bei Nässe. In: Straße und Autobahn 3/1995, S. 125-131

-
- [Huscek 1996]: Huscek, Siegfried: Kennzeichnung der Oberflächenrauheit und deren Einfluss auf die Griffigkeit und die Reifengeräusche. In: Straße und Autobahn 6/1996, S. 307-314
- [Huscek 2004]: Huscek, Siegfried: Polierwiderstand und Griffigkeit - Langzeiterfahrungen. In: Straße und Autobahn 9/2004, S. 492-498
- [Huscek 2004b]: Huscek, Siegfried: Entwicklung der Oberflächeneigenschaften auf der Versuchsstrecke Bamberg A70 - Messtechnische Erfassung 1999-2001. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 898, 2004
- [Huscek 2007]: Huscek, Siegfried: Griffigkeitsprognose mit der Verkehrssimulation nach Wehner/Schulze. Verfügbar: <http://www.bps-wennigsen.com/Dokumente/Download/GriffigkeitsprognoseTUBerlin20070507k.pdf>,
- [Huscek u.a. 2008]: Huscek, Siegfried; Arndt, Ralf; Röllig, Mathias; Maierhofer, Christiane: Anwendung der Thermografie beim Einbau von Asphaltsschichten. In: Bitumen Magazin / 2008, S.
- [Hutschenreuther, Wörner 1998]: Hutschenreuther, Jürgen; Wörner, Thomas: Asphalt im Straßenbau: aus der Praxis des Verkehrsbaus. Verlag für Bauwesen, 1998
- [Jacobs 1977]: Jacobs, F. A. : Properties of Rolled Asphalt and Asphaltic Concrete at Different States of Compaction. Materials Division, Highways Department, Transport and Road Research Laboratory (Hrsg.), Schriftenreihe TRRL Supplementary Report 288, 1977
- [Jacot 2008]: Jacot, Alain: Gegenseitige Beziehung Oberflächenzustand und Tragfähigkeit. In: Strasse und Verkehr/ Route et Trafic 11/2008, S. 18-22
- [Johannes, Untiedt 2006]: Johannes, Friedrich; Untiedt, Joachim: Qualitätsverbesserung in der Asphaltverdichtung. In: Tiefbau 11/2006, S. 630-631
- [Jost 2009]: Jost, Myriam: Qualitätsmanagement in der Asphaltherstellung. Diplomarbeit, TU Darmstadt, FG Straßenwesen, 2009
- [Kaiser, Khodawandi 2008]: Kaiser, Jörg; Khodawandi, Darius: Applikation der Automobilentwicklungsprozesse in der Bauwirtschaft. In: Tiefbau 12/2008, S. 757-761
- [Kaiser, Zikas 2009]: Kaiser, Jörg; Zikas, Theodoros: Lean Management im Straßen- und Tiefbau. In: BauPortal 5/2009, S. 290-293
- [Koch 1992]: Koch, Rolf: Entwicklung eines Prognosemodells zur Beschreibung der Zustandsänderung eines ausgewählten Straßennetzes. Dissertation Ruhr-Universität Bochum, 1992
- [Krause 2003]: Krause, Günter: Systematische Straßenerhaltung und Pavement-Management-System, 2003
- [Kronig 1988]: Kronig, Manfred: Einfluss des Mischprozesses auf die Qualität bituminöser Mischungen, VSS-Forschungsauftrag Nr. 26/84. ETH Zürich, IVT (Hrsg.), Schriftenreihe des IVT 76, 1988
- [Lehdrich 1981]: Lehdrich, Jürgen: Messungen zur Ermittlung des Einflusses der Heißsilolagerung auf mögliche Veränderungen der Bindemittleigenschaften. In: Bitumen 6/1981, S. 190-192
- [Lehné 2007]: Lehné, Reinhard: Griffigkeit von Fahrbahndeckschichten aus Asphalt - Theorie, Anforderungen und Prognose. Verfügbar: http://www.vsvi-blmbbg.de/pdf/vsvi_griffigkeit.pdf, 14.06.2009
- [Lempe 1972]: Lempe, Ulrich: Dynamischer Schubmodul und Dauerschubfestigkeit bituminös gebundener Baustoffe - Ermittlung und Einfluss auf den Beanspruchungszustand bituminöser Straßenbefestigungen. Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.), Schriftenreihe Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 130, 1972

-
- [Lenker 1977]: Lenker, Siegfried: Beanspruchung von bituminösen Straßenbefestigungen durch horizontale und vertikale Verkehrsbelastungen. Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 236, 1977
- [Leutner, Wellner 2007]: Leutner, Rolf; Wellner, Frohmüt: Prognose der Lebensdauer von Asphaltbefestigungen auf der Grundlage struktureller Eigenschaften. In: Straße und Autobahn 5/2007, S. 241-250
- [Link, Stempkowski 2004]: Link, Doris; Stempkowski, Rainer: Grundlagen, praktische Anwendung und Nutzen des Risikomanagements im Bauwesen. TU Graz, Baubetriebs- und bauwirtschaftssymposium 02.04.2004, Tagungsband Risikomanagement der Bauwirtschaft, 2004
- [Lobach, Renken 2005]: Lobach, Thomas; Renken, Peter: Schichtenverbund unterschiedlicher Verbundsysteme - Auswirkungen auf die mechanischen Eigenschaften von mehrschichtigen Asphaltpaketen. In: Asphalt 7/2005, S. 10-18
- [Löffler, Stammnitz, von Rymon Lipinski 2003]: Löffler, Klaus; Stammnitz, Thomas; von Rymon Lipinski, Thomas: Grundlagen der Griffigkeitsprognose an Asphaltbeton. In: Asphalt 5/2003/2003, S. 9-15
- [Lurdes Antunes u.a. 1999]: Lurdes Antunes, Maria de; Nunn, M. u.a.: Development of New Bituminous Pavement Design Method, Final Report of COST Action 333. Office for Official Publ. of the European Communities, 1999
- [Lüthje 2000]: Lüthje, Ulrich: Nutzungsdauer von Asphaltschichten - Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad. In: Asphalt 8/2000, S. 8-16
- [Lutz, Halpin, Wilson 1994]: Lutz, James D.; Halpin, Daniel W.; Wilson, James R.: Simulation of Learning Development in Repetitive Construction. In: Journal of Construction Engineering and Management Vol. 120, No. 4/1994, S. 753-773
- [M BgA 2004]: Merkblatt für den Bau griffiger Asphaltdeckschichten. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2004
- [M BGriff 2003]: Merkblatt zur Bewertung der Straßengriffigkeit bei Nässe. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2003
- [M KA 2001]: Merkblatt für den Bau kompakter Asphaltbefestigungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2001
- [M SNAR 98]: Merkblatt für Schichtenverbund, Nähte, Anschlüsse und Randausbildung von Verkehrsflächen aus Asphalt. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 1998
- [M VA 1991]: Merkblatt für das Verdichten von Asphalt, Teil 1: Praxis der Verdichtung. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 1991
- [M WB 1998]: Merkblatt für wasserdurchlässige Befestigungen von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 1998
- [Maclean, Shergold 1958]: Maclean, D. J.; Shergold, F. A.: The Polishing of Roadstone in Relation to the Resistance of Skidding of Bituminous Road Surfacing. Department of Scientific and Industrial Research, Road Research Laboratory (Hrsg.), Road Research Technical Paper No. 43, 1958
- [Maerschalk 2008]: Maerschalk, Günther: Prognose des Erhaltungsbedarfs aller Anlagenaggregate der Fernstraßeninfrastruktur. Verfügbar: www.sep-maerschalk.de/cms/index.php?did=erhaltungsbedarfsprognose_fernstraesen.pdf, 09.11.2008
- [Mallick, Teto, Cooley 1999]: Mallick, R. B.; Teto, M.; Cooley, L. A. Jr.: Evaluation of Permeability for Superpave Mixes in Maine. (Hrsg.), Technical Report ME 00-1, 1999

-
- [Martin, Cooley, Hainin 2003]: Martin, Jim St.; Cooley, L. Allen; Hainin, Hohd Rosli: Production and Construction Issues for Moisture Sensitivity of Hot-Mix Asphalt Pavements. In: Transportation Research Board (Hrsg.), Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements - A National Seminar, February 4-6, 2003, San Diego, California, 2003
- [McDonald, Crowley, Turochy 2009]: McDonald, Mark P; Crowley, Larry G.; Turochy, Rod E.: Determining the Causes of Seasonal Variation in Pavement Friction - Observational Study with Datapave 3.0 Database. In: Transportation Research Record 2094/2009, S. 128-135
- [Mertens 1982]: Mertens, Peter: Simulation. C.E. Poeschel Verlag, 1982
- [Metelmann 1972]: Metelmann, Peter: Über die Möglichkeit zur Einführung einer Bemessungstragfähigkeit anstelle der jahreszeitlich schwankenden Tragfähigkeit bei Asphaltbefestigungen. Dissertation Universität Hannover, 1972
- [Metelmann, Beecken 1979]: Metelmann, Peter; Beecken, Gerhard: Über die Verwendung von Anspritzmitteln im Straßenbau. In: Straße und Autobahn 5/1979, S. 219-223
- [Milster u.a. 2007]: Milster, Roland; Emperhoff, Walter; Graf, Klaus; Lips, Carsten; Mansfeld, Richard: Ratschläge für den Einbau von Walzasphalt. Deutscher Asphaltverband (Hrsg.), 2007
- [Nakkel 1986]: Nakkel, Egil: Asphalt - anpassungsfähig und dauerhaft. In: Bitumen 2/1986, S. 75-84
- [Nakkel 1988]: Nakkel, Egil: Funktionsqualität - Strukturqualität - Umweltqualität, Erreichen und Erhalten der Qualitätsstandards. Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen, , 1988
- [Neumann 1995]: Neumann, Hans-Joachim: Was ist Bitumen?. In: Bitumen 4/1995, S. 146-151
- [Nösler 2003]: Nösler, Ingo: Pavement Design im Rahmen neuer Bauvertragsformen. In: Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau 10/2003, S. 37-42
- [Oertelt, Maerschalk, Krause 2007]: Oertelt, Stefan; Maerschalk, Günther; Krause, Günter: Verbesserung der praxisnahen Bewertung des Straßenzustandes. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 950, 2007
- [Opel 2006]: Opel, Andreas: Laboranalytische Überprüfung der Rezepturtreue bei der Asphaltherstellung im praktischen Mischanlagenbetrieb. Dissertation Universität der Bundeswehr München, 2006
- [Partl 1992]: Partl, Manfred: Qualitätssicherung durch Materialprüfung bei Asphaltstraßen. In: Bitumen 4/1992, S. 146-152
- [Pätzold, Steinhoff 2002]: Pätzold, Heinz; Steinhoff, Gerd: Ergebnisse einer Pilotstudie - Zusammenhänge zwischen Griffigkeitszustandswerten und Mineralstoffeigenschaften. In: Asphalt 4/2002, S. 12-23
- [Pingel 1982]: Pingel: Begriffsbestimmungen im Bereich "Management der Straßenbefestigung". In: Bitumen 6/1982, S. 215-217
- [Poppy 2005]: Poppy, Wolfgang: Asphaltstraßenbau - Zehn Jahre Maschinen- und Verfahrenstechnische Forschung. In: Magdeburger Wirtschaftsjournal 1-2/2005, S. 24-30
- [Pös 1991]: Pös, Joachim: Einflüsse auf den Verbund von Asphaltsschichten im Straßenbau. Dissertation TU Darmstadt, 1991
- [Potschka 1997]: Potschka, Volker: Neues Konzept zur Optimierung von Asphaltbefestigungen. In: Straße und Autobahn 12/1997, S. 665-668

-
- [Raab, Partl 1996]: Raab, Christiane; Partl, Manfred N.: Anwendung der Thermografie im Straßenbau. In: Bitumen 2/1996, S. 66-75
- [Radke 2009]: Radke, Sabine (Deutsches Institut für Wirtschaftsforschung): Verkehr in Zahlen 2008/2009. DVV Media Group GmbH, 2009
- [Raudenbusch 1970]: Raudenbusch, H.: Einwirkung von Wasser auf Bitumen-Gesteinsmischungen. In: Bitumen 1/1970, S. 7-14
- [Rauschenbach u.a. 2006]: Rauschenbach, Volker; Drüschner, Lothar; Els, Heinrich; Nolle, Bernd; Sadzulewsky, Siegfried; Schellenberger, Matthias; Schgeiner, Helmut; Schmidt, Hans; Weiland, Norbert: Asphaltdeckschichten mit anforderungsgerechter Griffigkeit - Maßnahmen zur Planung und Ausführung. Deutscher Asphaltverband (Hrsg.), 2006
- [RDO Asphalt 09]: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2009
- [Renken 2003]: Renken, Peter: Haftung zwischen Bitumen und Gesteinskörnung - ein Statusbericht. In: Bitumen 1/2003, S. 2-6
- [Renken, Hagner, Feßer 2001]: Renken, Peter; Hagner, Tobias; Feßer, Annett: Veränderung der Eigenschaften polymermodifizierter Bitumen während Herstellung, Lagerung, Transport und Einbau von Asphaltmischgut. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 809, 2001
- [Ressel u.a. 2008]: Ressel, Wolfram; Benner, Anne; Wellner, Frohmut; Werkmeister, Sabine; Lipke, Sebastian: Vergleichende Bewertung der Restsubstanz von Asphaltbefestigungen nach langjähriger Verkehrsnutzung. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 1008, 2008
- [RI-WI-BRÜ]: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken. Verfügbar:
http://www.bast.de/cln_007/nn_42748/DE/Aufgaben/abteilung-b/Regelwerke/Erhaltung/RI-WI-BRU-Richtlinientext,templateId=raw,property=publication-File.pdf/RI-WI-BRU-Richtlinientext.pdf, 07.02.2009
- [Richter 1989]: Richter, Elk: Zur Verhärtung des Bitumens und deren Auswirkung auf die Lebensdauer von Asphaltbetondeckschichten. In: Bitumen 1/1989, S. 13-18
- [Richter, Dietrich 1997]: Richter, Elk; Dietrich, Willi: Kompaktasphalt - eine Bauweise der Zukunft. In: Bitumen 3/1997, S. 98-101
- [Riechert, Nolle 1999]: Riechert, Alfred; Nolle, Bernd: Qualität organisieren: wer, was, wann, wo, wie. Deutscher Asphaltverband (Hrsg.), 1999
- [Römer, Hoferer, Beer 2003]: Römer, A.; Hoferer, B.; Beer, G.: Verdichtungssysteme für die Asphaltverdichtung. In: Tiefbau 11/2003, S. 689-690
- [Rommerskirchen u.a. 2002]: Rommerskirchen, Stefan; Helms, Maja; Vödisch, Michael; Rothengatter, Werner; Liedtke, Gernot; Doll, Claus: Wegekostenrechnung für das Bundesfernstraßennetz unter Berücksichtigung der Vorbereitung einer streckenbezogenen Autobahnnutzungsgebühr. Im Auftrag des BMVfB. Verfügbar:
http://www.bmvbs.de/Anlage/original_9179/WKG-2002-Einleitung_Wegekosten-und-Wegeentgelte-im-Ueberblick.pdf, 10.01.2008

-
- [Rommerskirchen u.a. 2007]: Rommerskirchen, Stefan; Rothengatter, Werner; Greinus, Anne; Leypoldt, Patrick; Liedtke, Gernot; Scholz, Aaron: Aktualisierung der Wegekostenrechnung für die Bundesfernstraßen in Deutschland, Endbericht 31.12.2007. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.), , 2007
- [Rothkegel 1980]: Rothkegel, Uwe: Beitrag zur Modellierung und Ablaufplanung stochastisch beeinflusster Produktionsprozesse auf Linienbaustellen des Verkehrswesens. Dissertation Hochschule für Verkehrswesen "Friedrich List", Dresden, 1980
- [RPE-Stra 01]: Richtlinien für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Straßenbefeestigungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsausschuss Systematik der Straßenerhaltung (Hrsg.), 2001
- [RStO 01]: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2001
- [RStO 75]: Richtlinien für den Straßenoberbau - Standardausführungen. Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau (Hrsg.), 1975
- [RStO 86]: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 1986
- [Rübensam u.a. 2005]: Rübensam, Joachim; Hellmann, Lieselotte; Staroste, Daniel; Stoltz, Jana: Untersuchung zur Wirtschaftlichkeit und bautechnischen Bewährung von Fahrbahnbefeestigungen aus Asphalt und Beton auf bestehenden Bundesautobahnen. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 914, 2005
- [Sachs, Hedderich 2006]: Sachs, Lothar; Hedderich, Jürgen: Angewandte Statistik, Methodensammlung mit R. Springer, 2006
- [Saito, Henry 1983]: Saito, K.; Henry, J. J.: Mechanistic Model for Predicting Seasonal Variations in sKId Resistance. In: Transportation Research Record 946/1983, S. 29-37
- [Sander 2007]: Sander, Steffi: Haftung zwischen Bitumen und Gestein, Mögliche Prüfverfahren und Anforderungen in Europa - Teil 1: Theoretische Grundlagen. In: Asphalt 7/2007, S. 16-21
- [Scazziga 2008]: Scazziga, Ivan: Verhaltensmodelle für die Griffigkeitsentwicklung. In: Strasse und Verkehr / Route et Trafic 11/2008, S. 14-17
- [Schäfer, Rosauer 2007]: Schäfer, Volker; Rosauer, Verena: Kompaktasphalt - eine Bauweise etabliert sich. Lösung für hoch belastete Verkehrsflächen. In: Asphalt 6/2007, S. 65-71
- [Schellenberg 1975]: Schellenberg, Kurt: Der Einfluß des Füllers auf die Standfestigkeit bituminöser Beläge. In: Straßen und Tiefbau 9/1975, S. 31-36
- [Schellenberg, Flury 1972]: Schellenberg, Kurt; Flury, R: Untersuchung von Füllereigenschaften. In: Bitumen 7/1972, S. 202-205
- [Schellenberger 1997]: Schellenberger, Wilfried: Einbau von Asphaltbeton und der Einfluß der Witterungsbedingungen. In: Asphalt 7-8/1997, S. 29-34
- [Schertenleib, Egli-Broz 2003]: Schertenleib, Markus-Hermann; Egli-Broz, Helena: Globale Klimatologie: Meteorologie, Wetterinformation und Klimatologie. Compendio Bildungsmedien, 2003
- [Schmuck 1987]: Schmuck, Alfred: Straßenerhaltung mit System - Grundlagen des Managements. Kirschbaum Verlag, 1987
- [Schmuck 1994]: Schmuck, Alfred: Bauweisen für den Straßenoberbau - Entscheidungskriterien. In: Asphalt 5/1994, S. 9-14

-
- [Schmuck, Maerschalk 1987]: Schmuck, Alfred; Maerschalk, Günther: Auswirkung von aufgeschobenen Erhaltungsmaßnahmen auf den mittel- und langfristigen Finanzbedarf für die Straßenerhaltung. Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.), Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 501, 1987
- [Schmuck, Ressel 1992]: Schmuck, Alfred; Ressel, Wolfram: Wirtschaftlichkeitsvergleich für unterschiedliche Bauweisen. In: Die Asphaltstraße 9/1992, S. Sonderdruck
- [Schneider 1992]: Schneider, Ulrich: Polymermodifizierte Asphalte - Internationale Forschungsergebnisse über Modifizierungsmöglichkeiten und Eigenschaften. In: Bitumen 1/1992, S. 14-20
- [Schönleitner 2007]: Schönleitner, Wolfgang: Vorspritzen am Asphaltfertiger. In: Gestrata Journal 117/2007, S. 15-21
- [Schubert 1984]: Schubert, Wolfgang: Tragfähigkeit von Straßen und Berücksichtigung der Streuung der Einbaudicke. Dissertation Technische Universität München, 1984
- [Schueller 1981]: Schueller, Gerhart I.: Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken. Ernst, 1981
- [Schug 2009]: Schug, Roland: Entmischung wirkungsvoll verhindern. Verfügbar: http://www.baumaschine.de/Portal/Aktuell_0901/Wissenschaft/entmischung/entmischung.pdf, 24.06.2009
- [Sebesta u.a. 2006]: Sebesta, Stephen; Scullion, Tom; Liu, Wenting; Harrison, Gerry: Thermal Imaging of Hot-Mix Paving Operations for Quality Assessment, State of the Practice in Texas. In: Transportation Research Record 1946/2006, S. 123-129
- [Senadheera, Yazgan 2008]: Senadheera, Sanjaya; Yazgan, Baris: Incorporating Construction & Performance Conditions to Develop a Testing Protocol to Select Seal Coat Aggregate-Binder Combinations. Verfügbar: , Sprayed Sealing Conference 2008
- [Shashidhar, Romero 1998]: Shashidhar, Naga; Romero, Pedro: Factors Affecting the Stiffening Potential of Mineral Fillers. In: Transportation Research Record 1638/1998, S. 94-100
- [Stammnitz, Löffler, von Rymon Lipinski 2005]: Stammnitz, Thomas; Löffler, Klaus; von Rymon Lipinski, Thomas: Griffigkeitsprognose an Asphaltdeckschichten - Einfluss der kompositionellen Zusammensetzung. In: Asphalt 5/2005, S. 14-23
- [StatBA 2010]: Statistisches Bundesamt: Genesis-Online, Baupreisindex . Verfügbar: <https://www-genesis.destatis.de>, 20.04.2010
- [Steinauer, Kempkens, Ueckermann 2003]: Steinauer, Bernhard; Kempkens, Eckhard; Ueckermann, Andreas: Zustandserfassung und -bewertung der Bundesfernstraßen, Verbessertes Verfahren zur Beurteilung der Längsebenheit. In: Straße und Autobahn 1/2003, S. 9-37
- [Steinauer, Ueckermann 2006]: Steinauer, Bernhard; Ueckermann, Andreas: Analyse vorliegender messtechnischer Zustandsdaten und Erweiterung der Bewertungsparameter für Innerortstraßen. Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.), Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Straßenbau S 46, 2006
- [Steinauer, Zimmermann, Schreyer 2004]: Steinauer, Bernhard; Zimmermann, Uwe; Schreyer, Jörg: Verformungsverhalten von Asphaltkonstruktionen unter extremen Bedingungen. In: Asphalt 1/2004, S. 14-24
- [Stöckert 2002]: Stöckert, Ulrike: Ein Beitrag zur Festlegung von Grenzwerten für den Schichtenverbund im Asphaltstraßenbau. Dissertation TU Darmstadt, 2002
- [Stroup-Gardiner, Brown 2000]: Stroup-Gardiner, M.; Brown, E. R.: Segregation in Hot-Mix Asphalt Pavements. Transportation Research Board (Hrsg.), Schriftenreihe National Cooperative Highway Research Program Report 441, 2000

-
- [StVO]: Straßenverkehrs-Ordnung vom 16.11.1970 (BGBl. I S. 1565), die durch Artikel 1 der Verordnung am 05.08.2009 (BGBl. I S. 2631) geändert worden ist, 2009
- [Sutor-Fiedler 2008]: Sutor-Fiedler, Maik: Spannende Themen und viel Wissenswertes. Zusammenfassende Darstellung des DAV-DAI-Asphaltseminars, 6.-8. März 2008 in Willingen. In: Asphalt 3/2008, S. 30-35
- [Thurner 1999]: Thurner, Heinz: Flächendeckenden Einbau von Asphalt gefördert. In: Allgemeine Bauzeitung 11/1999, S. 15
- [Thurner 2001]: Thurner, Heinz F.: Qualitätssicherung und Eigenüberwachung im Straßenbau - Messtechnische Voraussetzungen. Messe München, Technik und Technologie des Verkehrswegebau, 4. internationales Symposium im Rahmen der BAUMA 2001, 2001
- [Timm, Bower, Turochy 2006]: Timm, David H.; Bower, Julia M., Turochy, Rod E.: Effect on Load Spectra on Mechanistic-Empirical Flexible Pavement Design. In: Transportation Research Record 1947/2006, S. 146-154
- [TL Asphalt-StB 07]: Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2007
- [TL Gestein-StB 04/07]: Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2007
- [TP Asphalt-StB 07 T80]: Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80 Abscherversuch. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2007
- [Ulrich 2009]: Ulrich, Alfred: Prozesssicherer automatisierter Straßenbau. In: Straße und Autobahn 1/2009, S. 12-18
- [Utterodt 2010]: Utterodt, Ronald: Vom Eise befreit sind Straßen und Bäche.... In: BauPortal 5/2010, S. 255-262
- [Utterodt, Egervari 2008]: Utterodt, Ronald; Egervari, Roland: Entwicklung und Stand der Kompaktasphalt-Technologie. In: Tiefbau 8/2008, S. 462-471
- [van der Heide 1985]: van der Heide, J. P. J.: Teveel kleefmiddel ongunstig voor de hechting van asfaltlagen (Zuviel Anspritzmittel ist ungünstig für die Verklebung von Asphaltschichten). In: Wegen April/1985, S. 126-132
- [van der Heide, van der Zwan 1985]: van der Heide, J. P. J.; van der Zwan, J. Th.: An Analysis of the Quality of Surfacing of Asphaltic Concrete. Eurobitume, 3. Eurobitume Symposium, 11.-13.09.1985, Den Haag, 1985
- [VOB/B 2009]: Deutscher Vergabe und Vertragsausschuss für Bauleistungen: Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen, Teil B: Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen, 2010
- [von Becker 1982]: von Becker, Peter: Beanspruchung und Gebrauchswertminderung flexibler Fahrbahnbefestigungen. In: Straße und Autobahn 4/1982, S. 132-141
- [von der Weppen 1989]: von der Weppen, Wolfgang: Straßen und Verkehr 2000, Berlin - Neuerungen auf dem Gebiet des Asphaltstraßenbaus. In: Bitumen 3/1989, S. 122-127
- [von Quintus, Mallela, Jiang 2005]: von Quintus, Harold L.; Mallela, Jag; Jiang, Jane: Expected Service Life and Performance Characteristics of hMA Pavements in LTPP, Final Report. Verfügbar:
http://www.asphaltalliance.com/upload/HMA_Tech_Brief_FINAL_1_974913343_112006180427.pdf, 17.04.2009

-
- [Vondenhof, Schmeisser 2008]: Vondenhof, Martin; Schmeisser, Cornell: Modifizierung von Bitumen - Aufbau und Funktion einer PmB-Anlage. Vortrag auf den 5. internationalen Verkehrstagen in Wuppertal, 28./29.08.2008.. Verfügbar: <http://www.strassenbau.uni-wuppertal.de/SeSb/Vortraege/10%20-%20Vondenhof%20deu.pdf>, 03.07.2009
- [Vonk, Korenstra, van Hek 2003]: Vonk, Willem; Korenstra, Jan; van Hek, Jeffrey: Rissbildung in Asphaltbelägen: leicht zu verstehen?. In: Bitumen 4/2003, S. 166-169
- [Walls, Smith 1998]: Life-Cycle Cost Analysis in Pavement Design - In Search of Better Investment Decision. FHWA (Hrsg.), 1998
- [Wand, Pusch 1973]: Wand, Günther; Pusch, Günter: Die Bewertung des stochastischen Aspektes der produktiven Faktoren bautechnologischer Prozesse - Ein Beitrag zur automatisierten technologischen Vorbereitung, Kontrolle und Leitung von Bauprozessen. Dissertation Ingenieurhochschule Wismar, 1973
- [Wellner, Ascher 2007]: Wellner, Frohmut; Ascher, Daniel: Untersuchungen zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkung auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. Deutscher Asphaltverband (Hrsg.), AIF-Forschungsbericht Projekt Nr. 13589 BR/1, 2007
- [Wendebaum 2004]: Wendebaum, Jochen: Nutzung der Kerntemperaturvorhersage zur verdichtung von Asphaltmischgut im Straßenbau. Dissertation Universität Fredericiana zu Karlsruhe (TH), 2004
- [Westerman 1998]: Westerman, Jerry R.: AHTD's Experience with Superpave Pavement Permeability. Presentation for the Arkansas Superpave Symposium, January 21, 1998 in Little Rock, Arkansas. Verfügbar: <http://www.utexas.edu/research/superpave/articles/jrw10a.html>, 26.07.2009
- [Williams, Duncan, White 1996]: Williams, R. Christopher; Duncan, Gray; White, Thomas D.: Hot-Mix Asphalt Segregation: Measurement and Effects. In: Transportation Research Record 1543/1996, S. 97-105
- [Willoughby u.a. 2001]: Willoughby, Kim A.; Mahoney, Joe P.; Pierce, Linda M.; Uhlmeyer, Jeff S.; Anderson, Keith W.; Read, Steven A.; Muench, Stephen T.; Thompson, Travis R.; Moore, Robyn: Construction-Related Asphalt Concrete Pavement Temperature Differentials and the Corresponding Density Differentials. Verfügbar: ,
- [Witczak u.a. 2002]: Witczak, M.W.; Kaloush, K.; Pellinen, T.; El-Basyouny, M.; von Quintus, H.: Simple Performance Test for Superpave Mix Design. Transportation Research Board (Hrsg.), Schriftenreihe National Cooperative Highway Research Program Report 465, 2002
- [Wolf, Schickl 1998]: Wolf, Andreas; Schickl, Wolfgang: Restnutzungsdauer von Asphaltsschichten - Prüfung der Grundlagen zu ihrer Berechnung. Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.), Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen S 17, 1998
- [Wolke 2008]: Wolke, Thomas: Risikomanagement. Oldenbourg Wissenschaftsverlag GmbH, 2008
- [Woodside, Woodward 2002]: Woodside, Alan R.; Woodward, W. David H.: Wet Skid Resistance. In: C. A. O'Flaherty (Hrsg.), Highways - The Location, Design, Construction and Maintenance of Road Pavements, 2002
- [WSDoT 2004]: Washington State Department of Transportation: Elimination of Temperature and Density Differentials: The Cyclic Density Specification. Verfügbar: www.wsdot.wa.gov/biz/mats/Pavement/Technotes/CyclicDensitySpec2004.pdf, 05.11.2008
- [Wüst 1991]: Wüst 1991: Langzeitverhalten von Asphaltstraßen - Eine Untersuchung mit statistischen und wahrscheinlichkeitstheoretischen Methoden. Dissertation TU München, 1991

-
- [Zander 2000]: Zander, Ulf: Konzept, Bestimmung und Bewertung der Struktureigenschaften - Beurteilung der strukturellen Substanz anhand von Ermüdungsversuchen im Labor. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, , 2000
- [Zander 2004]: Zander, Ulf: Einfluß von Luftdruckschwankungen in Asphaltblasen auf den Verformungswiderstand frisch verlegter Asphaltbetondeckschichten. Dissertation Technische Universität Braunschweig, 2004
- [Zenke 1975]: Zenke, Günther: Modellversuche zum Ablauf der thermischen Alterung von Bitumen. In: Bitumen 2/1975, S. 44-48
- [ZTV Asphalt-StB 01]: Zusätzliche Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2001
- [ZTV Asphalt-StB 07]: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2007
- [ZTV BEA-StB 09]: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen - Asphaltbauweisen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2007
- [ZTV BEA-StB 09]: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), 2009
- [ZTV ZEB-StB 06]: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien zur Zustandserfassung und -bewertung von Straßen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Sonderaufgaben (Hrsg.), 2006

8 Anhang

8.1 Hinweise zur Syntax des Berechnungsprogramms DRAT

Umfassende Hinweise zum Berechnungsprogramm DRAT und dessen Syntax sind in [Bald 1991] nachzulesen. Zum Verständnis der in Abschnitt 8.2 enthaltenen Dateien werden im Folgenden die grundlegenden Kommandos vorgestellt. Bezogen auf das Modell, wird ein Zustand oder eine Eigenschaft mit einer Größe definiert, die Aktion spiegelt sich in der Veränderung der Wahrscheinlichkeitsverteilung wider, die entweder manuell eingegeben werden kann oder mit Hilfe einer Formel von DRAT zu berechnen ist.

Mit @ wird eine Kommandozeile eingeleitet, für das Kommando werden die weiteren Attributen in den nächsten Zeilen definiert. Wenn ein Attribut aus mehreren Werten besteht (wie bspw. bei einer Verteilung), wird die Aufzählung der Attributwerte in der nächsten Zeile begonnen und mit * eingeleitet.

@ D G Definieren eine Größe

N: Name der Größe

S: Skalenart (N: Nominal, O: Ordinal, K: Kardinal)

B: Bezeichnung der Größe (als zusätzliche Erklärung)

E: Einheit der Größe (als zusätzliche Erklärung)

@ D S Definieren einer Skala

N: Name der Skala

G: Verweis auf Größe

n: Anzahl der Werte oder Klassen

* Werteliste von Skala, Grenzen der Klassen

@ D H Definieren einer relativen Häufigkeitsverteilung oder einer Wahrscheinlichkeitsverteilung
(mit direkten Angabe von Werten)

S: Verweis auf die zugehörige Skala

A: Anzahl der Größen, von der die Verteilung abhängig ist

* Liste der bedingenden Größen

W:

* Liste der Wahrscheinlichkeitswerte (bei mehreren Abhängigen, wird die zuvor genannte Abhängige erst nach dem Durchlauf der anschließend genannten Abhängigen erhöht)

@ D H Definieren einer relativen Häufigkeitsverteilung oder einer Wahrscheinlichkeitsverteilung
(mit Angabe einer Formel)

S: Verweis auf die zugehörige Skala

A: Anzahl der Größen, von der die Verteilung abhängig ist

* Liste der bedingenden Größen

F: Formel

@ I Einfügen einer Datei

D: Dateiname

@ A G Ausgabe der Definition der Größe in die Ausgabedatei

N: Name der Größe

@ A S Ausgabe der Definition der Skala in die Ausgabedatei

N: Name der Skala

@ A H Ausgabe der Verteilung einer Größe in die Ausgabedatei

N: Name der Größe

8.2 Programmdateien

8.2.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Dateien dargestellt, die bei der Berechnung der Verformung der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise erstellt wurden. Zwischen den einzelnen Jahren der Liegedauer variiert allein die Definition der Verkehrsbelastung.

Ursprünglich war vorgesehen, für die Prognose der Entwicklung der Spurrinnentiefe verschiedene Größen in Abhängigkeit von der Liegedauer berechnen zu lassen. Da aber insbesondere die Berechnung der Schubverformung die technischen Grenzen des Programms und des Computers aufzeigte, wurde die Berechnung für jedes Jahr separat durchgeführt (indem die Klassengrenzen der Verkehrsbelastung für das jeweilige Jahr der Liegedauer angepasst wurden). Dementsprechend wird auf die Darstellung der zunächst vorgesehenen Dateien verzichtet. Als Beispiel wird die Verkehrsbelastung der ersten Berechnung, nach einer Liegedauer von fünf Jahren, dargestellt.

Zwischen den beiden Beispielstrecken unterscheiden sich die Dateien, die bauweise- oder streckenspezifische Definitionen der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Größen enthalten. Die verschiedenen Definitionen der Eingangsgrößen sind übersichtlich in Anhang 8.3 zusammengestellt. Die Skalen der Größen wurden jeweils ihrer Größenordnung angepasst.

Die Dateien, die mit der Bezeichnung „2“ enden und in anderen Dateien eingefügt (@ I) werden, sind die Ergebnisdateien der jeweiligen Eingabedatei, die für die Berechnung der Größe in der aktuellen Datei benötigt werden.

8.2.2 Eingangsgrößen

Verkehrsbelastung (Vbel)

```
@ D G
N: Vbel
S: K
B: Verkehrsbelastung bis 2009
E: 10t-AÜ
@ D S
N: Vbel
G: Vbel
n: 1
* 3101000 3102000
@ D H
S: Vbel
A: 0
W:
*0.0 0.0 1.0 0.0
```

Gesteinsabrieb (G_{Abrieb})

```
@ D G
N: G_abrieb
S: K-
B: Abriebseigenschaft des Gesteins
E: -
@ D S
N: G_abrieb
G: G_abrieb
n: 1-
*8.0e-09 1.0e-08
@ D H
S: G_abrieb
A: 0-
W:
*0.0 0.0 1.0 0.0
```

Dicke der Asphaltdeckschicht (d_{ADS})

```
@ D G
N: d_ADS
S: K-
B: Schichtdicke ADS ist
E: mm
@ D S
N: d_ADS
G: d_ADS
n: 6-
* 32.8 35.2 37.6 40 42.4 44.8 47.2
@ D H
S: d_ADS
A: 0-
W:
* 0.0 0.0 0.022 0.136 0.342 0.342 0.136 0.022 0.0
```

Temperatur der Luft (T_{Luft})

```
@ D G
N: T_Luft
S: K-
B: Lufttemperatur
E: °C
@ D S
N: T_Luft
G: T_Luft
n: 7-
*-10.0 -5.0 0.0 5.0 10.0 15.0 20.0 25.0
@ D H
S: T_Luft
A: 0-
W:
* 0.0000 0.0000 0.0032 0.0543 0.1656 0.2651 0.2705 0.2071 0.0342 0.0000
```


Bewölkungsgrad (Bewoelkung)

```
@ D G
N: Bewoelkung
S: N
B: Bewoelkungsgrad
E: -
@ D S
N: Bewoelkg
G: Bewoelkg
n: 4
*Regen
*bewoelkt
*wechselnd
*sonnig
@ D H
S: Bewoelkg
A: 0
W:
* 0.0 0.249 0.402 0.276 0.073
```

Hilfsgröße des Bewölkungsgrads ($hg_{Bewoelkung}$)

```
@ D G
N: hg_Bewoelkung
S: K
B: Hilfsgröße Bewoelkungsgrad
E: -
@ D S
N: hg_Bewoelkg
G: hg_Bewoelkg
n: 4
*-3.0 -1.0 1.0 3.0 7.0
@ D H
S: hg_Bewoelkg
A: 1
*Bewoelkg
W:
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0
```

Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht (k_{ADS})

```
@ D G
N: k_ADS
S: K
B: Verdichtungsgrad der Asphaltdeckschicht
E: %
@ D S
N: k_ADS
G: k_ADS
n: 6
*99.0 99.5 100.0 100.5 100.8 101.15 101.5
@ D H
S: k_ADS
A: 0
W:
* 0.0 0.0 0.039 0.059 0.294 0.314 0.235 0.059 0.0
```

Hohlraumgehalt der Asphaltdeckschicht ($H_{\text{bit,ADS}}$)

```
@ D G
N: Hbit
S: K
B: Hohlraumgehalt ADS (zu Beginn)
E: V.-%
@ D S
N: Hbit
G: Hbit
n: 6
*1.39 1.86 2.33 2.80 3.47 4.14 4.81
@ D H
S: Hbit
A: 1
*k_ADS
W:
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.500 0.5 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.333 0.667 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.200 0.133 0.467 0.200 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.313 0.187 0.437 0.063 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.333 0.167 0.250 0.167 0.083 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.333 0.333 0.0 0.334 0.0 0.0 0.0
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
```

Raumdicke des Marshall-Probekörpers ($\rho_{\text{A,MPK}}$)

```
@ D G
N: MPK_rhoA
S: K
B: Raumdicke MPK
E: g/cm3
@ D S
N: MPK_rhoA
G: MPK_rhoA
n: 6
*2.38 2.39 2.40 2.41 2.42 2.43 2.44
@ D H
S: MPK_rhoA
A: 0
W:
* 0.0 0.0 0.022 0.136 0.342 0.342 0.136 0.022 0.0
```

Ist-Bitumengehalt der Asphaltdeckschicht (B_{ADS})

```
@ D G
N: ADS_B_ist
S: K
B: ADS Ist-Bindemittelgehalt
E: M.-%
@ D S
N: ADS_B_ist
G: ADS_B_ist
n: 6
*5.81 5.95 6.09 6.23 6.37 6.51 6.65
@ D H
S: ADS_B_ist
A: 0
W:
* 0.0 0.0 0.022 0.136 0.342 0.342 0.136 0.022 0.0
```

Schichtenverbund zwischen Asphaltdeckschicht und Asphaltbinderschicht (sverb_{ADS})

```
@ D G
N: sverb
S: 0
B: Schichtenverbund ABiS-ADS
E: -
@ D S
N: sverb
G: sverb
n: 5
*kein
*gering
*mittel
*stark
*sehr_stark
@ D H
S: sverb
A: 0
W:
* 0.00 0.00 0.00 0.05 0.50 0.45 0.00 0.00
```

Hilfsgröße für den Schichtenverbund (hg_{sverb})

```
@ D G
N: hg_sverb
S: K
B: Hilfsgröße für Schichtenverbund
E: -
@ D S
N: hg_sverb
G: hg_sverb
n: 5
*0.1 0.4 0.7 1.2 1.6 1.9
@ D H
S: hg_sverb
A: 1
* sverb
W:
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
```

8.2.3 Zwischengrößen

Fahrbahnabrieb (Fb_{Abrieb}) – Eingabedatei

```
@ I
D: Vbel
@ I
D: G_abrieb
@ D  $\bar{G}$ 
N: Fb_Abrieb
S: K
B: Abrieb an der Fahrbahnoberfläche
E: mm
@ D S
N: Fb_Abrieb
G: Fb_Abrieb
n: 6
*0.00 0.02 0.04 0.06 0.08 0.10 0.12
@ D H
S: Fb_Abrieb
A: 0
F: Vbel*G_abrieb
@A G
N: Fb_Abrieb
@A S
N: Fb_Abrieb
@A H
N: Fb_Abrieb
```

Fahrbahnabrieb (Fb_{Abrieb}) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: FB_ABRIEB
S: K
B: Abrieb an der Fahrbahnoberfläche
E: mm
@ D S
N: FB_ABRIEB
G: FB_ABRIEB
n: 6
* 0.00000000e+00 2.00000000e-02 4.00000000e-02 6.00000000e-02
8.00000000e-02 1.00000000e-01 1.20000000e-01
@ D H
S: FB_ABRIEB
A: 0
W:
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
```

Temperatur des Asphalts in der Asphaltdeckschicht ($T_{A,ADS}$) – Eingabedatei

```
@ I
D: T_Luft
@ I
D: Bewoelkg
@ I
D: hg_Bewoelkg
@ D G
N: T_ADS
S: K_
B: Temperatur ADS
E: °C
@ D S
N: T_ADS
G: T_ADS
n: 10
*-15.0 -10.0 -5.0 0.0 5.0 10.0 15.0 20.0 25.0 30.0 35.0
@ D H
S: T_ADS
A: 0_
F: T_Luft + hg_Bewoelkg
@ A G_
N: T_ADS
@ A S_
N: T_ADS
@ A H_
N: T_ADS
```

Temperatur des Asphalts in der Asphaltdeckschicht ($T_{A,ADS}$) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: T_ADS
S: K_
B: Temperatur ADS
E: °C
@ D S
N: T_ADS
G: T_ADS
n: 10
* -1.50000000e+01 -1.00000000e+01 -5.00000000e+00 0.00000000e+00
5.00000000e+00 1.00000000e+01 1.50000000e+01 2.00000000e+01
2.50000000e+01 3.00000000e+01 3.50000000e+01
@ D H
S: T_ADS
A: 0_
W:
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 5.25257143e-04 1.08437254e-02
6.06368444e-02 1.55226892e-01 2.41047878e-01 2.57223775e-01
1.93372097e-01 6.98126810e-02 1.07560508e-02 5.54800000e-04
0.00000000e+00
```

Viskosität der Asphaltdeckschicht (ADS_{visk})

```
@ D G
N: ADS_visk
S: O
B: Viskositaet ADS (Bitumen) infolge T_ADS
E: -
@ D S
N: ADS_visk
G: ADS_visk
n: 3
*gering
*mittel
*hoch
@ D H
S: ADS_visk
A: 1
*T_ADS
W:
*1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
*1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
*0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0
*0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0
*0.0 0.0 0.0 0.1 0.9 0.0
*0.0 0.0 0.0 0.25 0.75 0.0
*0.0 0.0 0.0 0.5 0.5 0.0
*0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
*0.0 0.0 0.5 0.5 0.0 0.0
*0.0 0.0 0.75 0.25 0.0 0.0
*0.0 0.0 0.90 0.1 0.0 0.0
*0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
*1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
```

Härte des Mörtels (MOE,Härte)

```
@ D G
N: MOE_haerte
S: O
B: Haerte des Moertels
E: -
@ D S
N: MOE_haerte
G: MOE_haerte
n: 3
*weich
*mittel
*hart
@ D H
S: MOE_haerte
A: 1
*ADS_visk
W:
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.5 0.5 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.7 0.3 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
```

Hilfsgröße für die Härte des Mörtels ($hg_{MOE,Härte}$)

```
@ D G
N: hg_MOE_haerte
S: K
B: Hilfsgröße für Haerte des Moertels
E: -
@ D S
N: hg_MOE_haerte
G: hg_MOE_haerte
n: 3
*0.2 0.6 1.3 1.9
@ D H
S: hg_MOE_haerte
A: 1
*MOE_haerte
W:
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0
* 0.0 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0
* 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0
* 1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
```

Verformung infolge von Nachverdichtung ($Verf_{nv}$) – Eingabedatei

```
@ I
D: Vbel
@ I
D: d_ADS
@ I
D: k_ADS
@ I
D: Hbit
@ I
D: T_ADS2
@ I
D: ADS_visk
@ I
D: MOE_haerte
@ I
D: hg_MOE_haerte
@ D G
N: Verf_nv
S: K
B: Verformung infolge von Nachverdichtung
E: mm
@ D S
N: Verf_nv
G: Verf_nv
n: 13
*0.0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0 2.2 2.4 2.6
@ D H
S: Verf_nv
A: 1
*k_ADS
F:  $\frac{(d\_ADS * (Hbit - 1) / 100) * (1 - (\exp(-Vbel * 0.000077 / 1000 * ((hg\_MOE\_haerte)^{(1/3)}) * ((97/k\_ADS)^{(2/3)}))))}{(97/k\_ADS)^{(2/3)}}$ 
@ A G
N: Verf_nv
@ A S
N: Verf_nv
@ A H
N: Verf_nv
```

Verformung infolge von Nachverdichtung (Verf_{nv}) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: VERF_NV
S: K
B: vertikale Verformung
E: mm
@ D S
N: VERF_NV
G: VERF_NV
n: 13
* 0.00000000e+00    2.00000000e-01    4.00000000e-01    6.00000000e-01
8.00000000e-01    1.00000000e+00    1.20000000e+00    1.40000000e+00
1.60000000e+00    1.80000000e+00    2.00000000e+00    2.20000000e+00
2.40000000e+00    2.60000000e+00
@ D H
S: VERF_NV
A: 1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
* 1.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
* 0.00000000e+00    0.00000000e+00    3.00086276e-01    6.97018832e-01
2.89489201e-03    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
* 0.00000000e+00    0.00000000e+00    5.68720724e-01    4.31279276e-01
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
* 0.00000000e+00    0.00000000e+00    8.09092911e-01    1.90907089e-01
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
* 0.00000000e+00    0.00000000e+00    8.91683950e-01    1.08316050e-01
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
* 0.00000000e+00    0.00000000e+00    9.26622276e-01    7.33777242e-02
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
* 0.00000000e+00    0.00000000e+00    9.45161021e-01    5.48389787e-02
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
* 1.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00    0.00000000e+00
```


Reduzierung des Hohlraumgehalts infolge von Nachverdichtung (H_{nv}) – Eingabedatei

```
@ I
D: Vbel
@ I
D: k_ADS
@ I
D: Hbit
@ I
D: T_ADS2
@ I
D: ADS_visk
@ I
D: MOE_haerte
@ I
D: hg_MOE_haerte
@ D G
N: H_nv
S: K
B: Hohlraum reduziert durch Nachverdichtung
E: V.-%
@ D S
N: H_nv
G: H_nv
n: 10
* 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0 4.5 5.0
@ D H
S: H_nv
A: 1
*k_ADS
F: (Hbit-1)*(1-(exp(-Vbel*0.000077/1000*((hg_MOE_haerte)^(1/3))*
((97/k_ADS)^(2/3))))))
@ A G
N: H_nv
@ A S
N: H_nv
@ A H
N: H_nv
```

Reduzierung des Hohlraumgehalts infolge von Nachverdichtung (H_{nv}) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: H_NV
S: K^-
B: Hohlraum reduziert durch Nachverdichtung (wie vert. Verf.)
E: V.-%
@ D S
N: H_NV
G: H^-_NV
n: 10
* 0.00000000e+00 5.00000000e-01 1.00000000e+00 1.50000000e+00
2.00000000e+00 2.50000000e+00 3.00000000e+00 3.50000000e+00
4.00000000e+00 4.50000000e+00 5.00000000e+00
@ D H
S: H_NV
A: 1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 2.98005384e-01 7.01994616e-01
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 5.75495582e-01 4.24504418e-01
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 8.17342826e-01 1.82657174e-01
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 8.99265850e-01 1.00734150e-01
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 9.29870063e-01 7.01299369e-02
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 9.50864859e-01 4.91351410e-02
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
```

Raumdicke der Asphaltdeckschicht ($\rho_{A,ADS}$) – Eingabedatei

```
@ I
D: k_ADS
@ I
D: MPK_rhoA
@ D G
N: ADS_rhoA
S: K
B: Raumdicke ADS eingebaut
E: g/cm3
@ D S
N: ADS_rhoA
G: ADS_rhoA
n: 4
*2.35 2.39 2.42 2.45 2.48
@ D H
S: ADS_rhoA
A: 1
*k_ADS
F: k_ADS/100*MPK_rhoA
@ A G
N: ADS_rhoA
@ A S
N: ADS_rhoA
@ A H
N: ADS_rhoA
```

Raumdicke der Asphaltdeckschicht ($\rho_{A,ADS}$) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: ADS_RHOA
S: K
B: Raumdicke ADS eingebaut
E: g/cm3
@ D S
N: ADS_RHOA
G: ADS_RHOA
n: 4
* 2.35000000e+00 2.39000000e+00 2.42000000e+00 2.45000000e+00
2.48000000e+00
@ D H
S: ADS_RHOA
A: 1
*k_ADS
W:
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 4.39868482e-01 5.52366812e-01
7.76470588e-03 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.27131911e-01 7.91465067e-01
8.14030214e-02 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.00227790e-02 6.12932434e-01
3.74864607e-01 2.18018018e-03 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 3.16333333e-01
6.71609096e-01 1.20575705e-02 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.16846472e-01
8.03675823e-01 7.94777056e-02 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 3.35093843e-02
7.08408036e-01 2.58082579e-01 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.00000000e+00
```

Bitumenvolumen in der Asphaltdeckschicht ($B_{Vol,ADS}$) – Eingabedatei

```
@ I
D: k_ADS
@ I
D: ADS_rhoA2
@ I
D: ADS_B_ist
@ D G
N: ADS_B_vol
S: K
B: ADS Bindemittelvolumen
E: V.-%
@ D S
N: ADS_B_vol
G: ADS_B_vol
n: 7
*13.0 13.5 14.0 14.5 15.0 15.5 16.0 16.5
@ D H
S: ADS_B_vol
A: 1
*k_ADS
F: ADS_rhoA*ADS_B_ist/1.025
@ A G
N: ADS_B_vol
@ A S
N: ADS_B_vol
@ A H
N: ADS_B_vol
```

Bitumenvolumen in der Asphaltdeckschicht ($B_{Vol,ADS}$) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: ADS_B_VOL
S: K
B: ADS Bindemittelvolumen
E: V.-%
@ D S
N: ADS_B_VOL
G: ADS_B_VOL
n: 7
* 1.30000000e+01 1.35000000e+01 1.40000000e+01 1.45000000e+01
1.50000000e+01 1.55000000e+01 1.60000000e+01 1.65000000e+01
@ D H
S: ADS_B_VOL
A: 1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 3.14036616e-03 8.48411437e-02
3.82447973e-01 4.19657951e-01 1.04888253e-01 5.02431352e-03
0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 9.07636642e-04 5.95801059e-02
3.20406127e-01 4.71008539e-01 1.38737341e-01 9.36024997e-03
0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 7.15559248e-05 3.89474500e-02
2.71719028e-01 4.83120262e-01 1.88638596e-01 1.74949739e-02
8.13398098e-06 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 2.54007918e-02
2.39944785e-01 4.76379808e-01 2.32828420e-01 2.54012110e-02
4.49852953e-05 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.65956571e-02
2.13052833e-01 4.68347033e-01 2.68109953e-01 3.35980027e-02
2.96521430e-04 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.17961298e-02
1.83642886e-01 4.58735031e-01 3.00178038e-01 4.46850406e-02
9.62873991e-04 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 1.00000000e+00
```

Volumenzunahme des Bitumens (B_{volz}) – Eingabedatei

```
@ I
D: k_ADS
@ I
D: Bewoelkg
@ I
D: T_ADS2
@ I
D: ADS_B_vol2
@ D G
N: B_volz
S: K
B: Bitumen Volumen Zunahme
E: V-%?!
@ D S
N: B_volz
G: B_volz
n: 7
*-0.5 -0.4 -0.3 -0.2 -0.1 0.0 0.1 0.2
@ D H
S: B_volz
A: 1
*k_ADS
F: ((T_ADS-25)*6.1*10^(-4))*(ADS_B_vol)
@ A G
N: B_volz
@ A S
N: B_volz
@ A H
N: B_volz
```

Volumenzunahme des Bitumens (B_{VOLZ}) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: B_VOLZ
S: K_
B: Bitumen Volumen Zunahme
E: V-%?!
@ D S
N: B_VOLZ
G: B_VOLZ
n: 7
* -5.00000000e-01 -4.00000000e-01 -3.00000000e-01 -2.00000000e-01 -
1.00000000e-01 0.00000000e+00 1.00000000e-01 2.00000000e-01
@ D H
S: B_VOLZ
A: 1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 1.07560508e-02 5.54800000e-04 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 9.88689149e-01
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 3.59564833e-03
1.44868593e-01 5.07620168e-01 3.32604741e-01 1.13108508e-02
0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 3.91935927e-03
1.47919278e-01 5.07235849e-01 3.29614663e-01 1.13108508e-02
0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.82103642e-10 4.23617440e-03
1.50864297e-01 5.06864435e-01 3.26724243e-01 1.13108507e-02
5.65723475e-11 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.00713121e-09 4.47392205e-03
1.53056791e-01 5.06587619e-01 3.24570815e-01 1.13108505e-02
3.12875548e-10 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 6.63852455e-09 4.66717889e-03
1.54830987e-01 5.06362491e-01 3.22828487e-01 1.13108487e-02
2.06232513e-09 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 2.15568319e-08 4.85697462e-03
1.56561553e-01 5.06140790e-01 3.21129810e-01 1.13108441e-02
6.69684896e-09 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 9.88689149e-01 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 1.13108508e-02
```

Reduzierter Hohlraumgehalt der Asphaltdeckschicht ($H_{\text{bit,redADS}}$) – Eingabedatei

```
@ I
D: k_ADS
@ I
D: H_nv-5j2
@ I
D: Hbit
@ I
D: B_volz2
@ D G
N: Hbit_red
S: K
B: Reduzierter Hohlraumgehalt
E: V.-%
@ D S
N: Hbit_red
G: Hbit_red
n: 14
*-5.0 -2.0 -1.0 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0 4.5 5.0 6.0
@ D H
S: Hbit_red
A: 1
*k_ADS
F: Hbit-B_volz-H_nv
@ A G
N: Hbit_red
@ A S
N: Hbit_red
@ A H
N: Hbit_red
```


Reduzierter Hohlraumgehalt der Asphaltdeckschicht ($H_{\text{bit,redADS}}$) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: HBIT_RED
S: K
B: Reduzierter Hohlraumgehalt
E: V.-%
@ D S
N: HBIT_RED
G: HBIT_RED
n: 14
* -5.00000000e+00 -2.00000000e+00 -1.00000000e+00 0.00000000e+00
5.00000000e-01 1.00000000e+00 1.50000000e+00 2.00000000e+00
2.50000000e+00 3.00000000e+00 3.50000000e+00 4.00000000e+00
4.50000000e+00 5.00000000e+00 6.00000000e+00
@ D H
S: HBIT_RED
A: 1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 3.16410332e-03 1.22635738e-01 2.67150846e-01
3.18051533e-01 2.25513002e-01 6.09309843e-02 2.55379269e-03
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
1.33612747e-02 7.62560650e-02 2.32154467e-01 3.36117020e-01
2.45250271e-01 9.68135180e-02 4.73848132e-05 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 2.34656686e-03 2.93747965e-02
1.19940893e-01 2.04433915e-01 2.50828534e-01 2.32681729e-01
1.19071164e-01 4.13005892e-02 2.18104395e-05 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 2.01608022e-03 3.40890785e-02
1.70491266e-01 2.66252587e-01 2.57494307e-01 1.84426366e-01
7.08883851e-02 1.43339471e-02 7.98313874e-06 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 9.37405396e-04 2.37646453e-02 1.67787608e-01
2.47530273e-01 2.19990913e-01 1.75043569e-01 9.49129037e-02
5.04713614e-02 1.95499759e-02 1.13452282e-05 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 6.53883191e-04 2.11087664e-02 1.78532943e-01
2.98311012e-01 1.94095748e-01 1.42217093e-01 1.26921944e-01
3.81586097e-02 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
```

Fiktiver Hohlraumgehalt der Asphaltdeckschicht ($H_{\text{Mbit,ADS}}$) – Eingabedatei

```
@ I
D: k_ADS
@ I
D: Hbit
@ I
D: ADS_B_vol2
@ D G
N: HMbit
S: K
B: fiktiver Hohlraumgehalt eingebaut (zu Beginn)
E: V.-%
@ D S
N: HMbit
G: HMbit
n: 9
* 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 18.0 19.0 20.0 21.0 22.0
@ D H
S: HMbit
A: 1
*k_ADS
F: Hbit+ADS_B_vol
@ A G
N: HMbit
@ A S
N: HMbit
@ A H
N: HMbit
```

Fiktiver Hohlraumgehalt der Asphaltdeckschicht ($H_{\text{Mbit,ADS}}$) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: HMBIT
S: K
B: fiktiver Hohlraumgehalt eingebaut (zu Beginn)
E: V.-%
@ D S
N: HMBIT
G: HMBIT
n: 9
* 1.30000000e+01 1.40000000e+01 1.50000000e+01 1.60000000e+01
1.70000000e+01 1.80000000e+01 1.90000000e+01 2.00000000e+01
2.10000000e+01 2.20000000e+01
@ D H
S: HMBIT
A: 1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 1.79898648e-03 1.43325499e-01 5.47743964e-01
2.91196312e-01 1.59352377e-02 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
5.16654704e-05 3.16524812e-02 3.37325040e-01 5.35424409e-01
9.47993444e-02 7.47059951e-04 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 2.06553185e-06
1.39152616e-02 1.91652605e-01 4.45683389e-01 3.09851026e-01
3.84760791e-02 4.19573008e-04 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
1.69176889e-02 2.50994475e-01 4.78904731e-01 2.35528224e-01
1.74618442e-02 1.93036314e-04 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 6.26699917e-04
7.48926521e-02 3.79980928e-01 3.67799632e-01 1.54816329e-01
2.15366125e-02 3.47145307e-04 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 4.45455912e-04
7.06808679e-02 4.04401779e-01 3.59099822e-01 1.59110016e-01
6.26205948e-03 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
```

Reduzierter fiktiver Hohlraumgehalt der Asphaltdeckschicht ($H_{\text{Mbit,redADS}}$) – Eingabedatei

```
@ I
D: k_ADS
@ I
D: HMbit2
@ I
D: H_nv-5j2
@ D G
N: HMbit_red
S: K
B: Reduzierter fiktiver Hohlraumgehalt
E: V.-%
@ D S
N: HMbit_red
G: HMbit_red
n: 14
*8.0 9.0 10.0 11.0 12.0 13.0 14.0 15.0 16.0 17.0 18.0 19.0 20.0 21.0 22.0
@ D H
S: HMbit_red
A: 1
*k_ADS
F: HMbit-H_nv
@ A G
N: HMbit_red
@ A S
N: HMbit_red
@ A H
N: Hmbit_red
```

Reduzierter fiktiver Hohlraumgehalt der Asphaltdeckschicht ($H_{\text{Mbit,redADS}}$) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: HMBIT_RED
S: K
B: Reduzierung Hohlraumgehalt
E: V.-%
@ D S
N: HMBIT_RED
G: HMBIT_RED
n: 14
* 8.00000000e+00 9.00000000e+00 1.00000000e+01 1.10000000e+01
1.20000000e+01 1.30000000e+01 1.40000000e+01 1.50000000e+01
1.60000000e+01 1.70000000e+01 1.80000000e+01 1.90000000e+01
2.00000000e+01 2.10000000e+01 2.20000000e+01
@ D H
S: HMBIT_RED
A: 1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 1.02062177e-03 8.20914407e-02 3.72764849e-01
4.02196390e-01 1.35032023e-01 6.89467478e-03 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
2.45325636e-05 1.50568327e-02 1.76796451e-01 4.31389515e-01
3.26200292e-01 5.01400462e-02 3.92329884e-04 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 8.14272021e-07
5.48691258e-03 8.39827098e-02 2.91796382e-01 3.92135683e-01
2.02869850e-01 2.34734791e-02 2.54169332e-04 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
6.20729264e-03 1.02803126e-01 3.34617343e-01 3.89607120e-01
1.55517187e-01 1.11257220e-02 1.22209093e-04 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 2.23550114e-04
2.71181062e-02 1.83720685e-01 3.75635739e-01 2.91826363e-01
1.07274124e-01 1.39781181e-02 2.23315112e-04 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 1.55781150e-04
2.50076022e-02 1.87386980e-01 3.88559154e-01 2.89161044e-01
1.05657295e-01 4.07214393e-03 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
```

Hohlraumausfüllungsgrad (HA) – Eingabedatei

```
@ I
D: k_ADS
@ I
D: Hmbit_red2
@ I
D: Hbit_red2
@ D G
N: HA
S: K
B: Hohlraumausfuellungsgrad
E: %
@ D S
N: HA
G: HA
n: 6
* 60 75 80 85 90 95 100
@ D H
S: HA
A: 1
*k_ADS
F: (1-Hbit_red/Hmbit_red)*100
@ A G
N: HA
@ A S
N: HA
@ A H
N: HA
```

Hohlraumausfüllungsgrad (HA) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: HA
S: K
B: Hohlraumausfuellungsgrad
E: %
@ D S
N: HA
G: HA
n:      6
* 6.00000000e+01      7.50000000e+01      8.00000000e+01      8.50000000e+01
9.00000000e+01      9.50000000e+01      1.00000000e+02
@ D H
S: HA
A:      1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00
0.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 1.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00
0.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00      0.00000000e+00      9.18243132e-02      4.37983345e-01
4.13088707e-01      5.71001444e-02      3.49047414e-06      0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00      0.00000000e+00      2.88853988e-02      3.08639652e-01
4.94181921e-01      1.61289478e-01      7.00355070e-03      0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00      0.00000000e+00      2.14401179e-02      1.80267687e-01
3.93760786e-01      3.18912672e-01      8.39873937e-02      1.63134351e-03
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00      0.00000000e+00      9.59956751e-03      1.20290334e-01
3.64514196e-01      3.97293664e-01      1.06930173e-01      1.37206525e-03
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00      0.00000000e+00      1.52828520e-02      8.66786548e-02
2.39741875e-01      3.74300637e-01      2.67570680e-01      1.64253008e-02
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00      0.00000000e+00      3.15059816e-03      8.06702345e-02
2.28824883e-01      3.78406763e-01      2.94610619e-01      1.43369023e-02
0.00000000e+00
* 1.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00
0.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00      0.00000000e+00
0.00000000e+00
```

Schubverformung (Verf_{Schub}) – Eingabedatei

```
@ I
D: Vbel
@ I
D: d_ADS
@ I
D: k_ADS
@ I
D: Hbit
@ I
D: T_ADS2
@ I
D: ADS_visk
@ I
D: MOE_haerte
@ I
D: hg_MOE_haerte
@ I
D: sverb
@ I
D: hg_sverb
@ I
D: HA2
@ D G
N: Verf_schub
S: K
B: Schubverformung
E: mm
@ D S
N: Verf_schub
G: Verf_schub
n: 30
*0.0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0 2.2 2.4 2.6 2.8 3.0 3.2 3.4 3.6
3.8 4.0 4.2 4.4 4.6 4.8 5.0 5.2 5.4 5.6 5.8 6.0
@ D H
S: Verf_schub
A: 1
*k_ADS
F: d_ADS*(1-Hbit/100)*0.775*1.4*Vbel*0.000023/1000*((97/k_ADS)^(2/6.5))*
((hg_MOE_haerte)^(2/6.5))*((hg_sverb)^(1/6.5))*((3.6/3.5)^(1/6.5))*
((HA/81)^(0.5/6.5))
@ A G
N: Verf_schub
@ A S
N: Verf_schub
@ A H
N: Verf_schub
```


Schubverformung (Verf_{Schub}) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: VERF_SCHUB
S: K
B: Schubverformung
E: mm
@ D S
N: VERF_SCHUB
G: VERF_SCHUB
n: 30
* 0.00000000e+00 2.00000000e-01 4.00000000e-01 6.00000000e-01
8.00000000e-01 1.00000000e+00 1.20000000e+00 1.40000000e+00
1.60000000e+00 1.80000000e+00 2.00000000e+00 2.20000000e+00
2.40000000e+00 2.60000000e+00 2.80000000e+00 3.00000000e+00
3.20000000e+00 3.40000000e+00 3.60000000e+00 3.80000000e+00
4.00000000e+00 4.20000000e+00 4.40000000e+00 4.60000000e+00
4.80000000e+00 5.00000000e+00 5.20000000e+00 5.40000000e+00
5.60000000e+00 5.80000000e+00 6.00000000e+00
@ D H
S: VERF_SCHUB
A: 1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
1.84692911e-03 2.70894861e-02 7.38563925e-02 9.42649592e-02
1.14972475e-01 1.43720835e-01 1.41131168e-01 1.16796506e-01
9.75692498e-02 8.08344082e-02 5.61623992e-02 3.09585417e-02
1.36730768e-02 5.25277611e-03 1.55839479e-03 2.86115190e-04
2.54681014e-05 8.19593311e-07 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
1.45133280e-03 2.45107426e-02 7.17076421e-02 9.30317011e-02
1.12166601e-01 1.41114924e-01 1.42078109e-01 1.18513497e-01
9.81088160e-02 8.21508483e-02 5.87500634e-02 3.33496616e-02
1.50649295e-02 5.87670005e-03 1.73058735e-03 3.46926436e-04
4.43755602e-05 2.54135263e-06 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
1.07873136e-03 2.22551607e-02 6.91327779e-02 9.15362687e-02
1.09784872e-01 1.38199361e-01 1.42649045e-01 1.19902681e-01
9.91532089e-02 8.35328161e-02 6.14082840e-02 3.58481782e-02
1.65331952e-02 6.44438684e-03 1.97931345e-03 4.77380524e-04
7.91087453e-05 5.22988434e-06 0.00000000e+00 0.00000000e+00
```

0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00			
* 0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
9.35325835e-04	2.14029147e-02	6.82569566e-02	9.11323763e-02
1.09088121e-01	1.37293683e-01	1.42820372e-01	1.20368621e-01
9.95843156e-02	8.40321878e-02	6.22386023e-02	3.66108861e-02
1.69699889e-02	6.60803276e-03	2.04889188e-03	5.14258625e-04
8.85101333e-05	5.95490706e-06	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00			
* 0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
7.72523646e-04	2.00204913e-02	6.64888817e-02	9.01202153e-02
1.07761310e-01	1.35426820e-01	1.42586454e-01	1.21298010e-01
1.00462183e-01	8.49329269e-02	6.38382335e-02	3.81882015e-02
1.79749257e-02	7.06614334e-03	2.31161003e-03	6.28171974e-04
1.15128590e-04	7.76902243e-06	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00			
* 0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
7.49450732e-04	1.99128382e-02	6.64094428e-02	9.00628277e-02
1.07633985e-01	1.35304046e-01	1.42650730e-01	1.21374237e-01
1.00486283e-01	8.49848340e-02	6.39900545e-02	3.82783512e-02
1.80103179e-02	7.08230831e-03	2.31555382e-03	6.30702123e-04
1.16173837e-04	7.86437608e-06	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00			
* 1.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00	0.00000000e+00
0.00000000e+00			

8.2.4 Zielgröße

Spurrinnentiefe in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads ($SPT(k_{ADS})$) – Eingabedatei

```
@ I
D: k_ADS
@ I
D: Fb_Abrieb2
@ I
D: Verf_nv2
@ I
D: Verf_schub2
@ D G
N: SPT
S: K
B: Spurrinnentiefe gesamt
E: mm
@ D S
N: SPT
G: SPT
n: 30
*0.0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0 2.2 2.4 2.6 2.8 3.0 3.2 3.4 3.6
3.8 4.0 4.2 4.4 4.6 4.8 5.0 5.2 5.4 5.6 5.8 6.0
@ D H
S: SPT
A: 1
*k_ADS
F: Verf_nv+Verf_schub+Fb_Abrieb
@ A G
N: SPT
@ A S
N: SPT
@ A H
N: SPT
```

Spurrinnentiefe in Abhängigkeit des Verdichtungsgrads (SPT(k_{ADS})) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: SPT
S: K
B: Spurrinnentiefe gesamt
E: mm
@ D S
N: SPT
G: SPT
n: 30
* 0.00000000e+00 2.00000000e-01 4.00000000e-01 6.00000000e-01
8.00000000e-01 1.00000000e+00 1.20000000e+00 1.40000000e+00
1.60000000e+00 1.80000000e+00 2.00000000e+00 2.20000000e+00
2.40000000e+00 2.60000000e+00 2.80000000e+00 3.00000000e+00
3.20000000e+00 3.40000000e+00 3.60000000e+00 3.80000000e+00
4.00000000e+00 4.20000000e+00 4.40000000e+00 4.60000000e+00
4.80000000e+00 5.00000000e+00 5.20000000e+00 5.40000000e+00
5.60000000e+00 5.80000000e+00 6.00000000e+00
@ D H
S: SPT
A: 1
*K_ADS
W:
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 1.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
2.37530605e-04 4.29957748e-03 2.21299245e-02 5.46641086e-02
8.49682713e-02 1.08368835e-01 1.29618067e-01 1.37152829e-01
1.24950319e-01 1.05336697e-01 8.61684037e-02 6.46681745e-02
4.12505956e-02 2.17405434e-02 9.57944824e-03 3.56016436e-03
1.05305870e-03 2.21897264e-04 2.93918117e-05 2.10110869e-06
6.25583377e-08 2.25965155e-10 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
3.53744161e-04 6.63549066e-03 2.90229121e-02 6.17701456e-02
8.93468094e-02 1.12594396e-01 1.31861606e-01 1.34855959e-01
1.20584289e-01 1.01320994e-01 8.20824185e-02 6.02489860e-02
3.74897504e-02 1.93652738e-02 8.37923427e-03 3.01709623e-03
8.59422960e-04 1.81961356e-04 2.69247169e-05 2.48226124e-06
1.04384069e-07 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
3.74054527e-04 8.22094338e-03 3.45486413e-02 6.77901665e-02
9.28414101e-02 1.15833472e-01 1.34121268e-01 1.33416736e-01
1.16860964e-01 9.80127756e-02 7.91459803e-02 5.69476149e-02
3.43108060e-02 1.70949951e-02 7.12527581e-03 2.47309959e-03
7.00039608e-04 1.54935323e-04 2.44099013e-05 2.31676120e-06
```

Anhang

Spurrinnentiefe (SPT) – Eingabedatei

```
@ I
D: k_ADS
@ I
D: Fb_Abrieb2
@ I
D: Verf_nv2
@ I
D: Verf_schub2
@ D G
N: SPT
S: K
B: Spurrinnentiefe gesamt
E: mm
@ D S
N: SPT
G: SPT
n: 30
*0.0 0.2 0.4 0.6 0.8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0 2.2 2.4 2.6 2.8 3.0 3.2 3.4 3.6
3.8 4.0 4.2 4.4 4.6 4.8 5.0 5.2 5.4 5.6 5.8 6.0
@ D H
S: SPT
A: 0
F: Verf_nv+Verf_schub+Fb_Abrieb
@ A G
N: SPT
@ A S
N: SPT
@ A H
N: SPT
```

Spurrinnentiefe (SPT) – Ergebnisdatei

```
@ D G
N: SPT
S: K
B: Spurrinnentiefe gesamt
E: mm
@ D S
N: SPT
G: SPT
n: 30
* 0.00000000e+00 2.00000000e-01 4.00000000e-01 6.00000000e-01
8.00000000e-01 1.00000000e+00 1.20000000e+00 1.40000000e+00
1.60000000e+00 1.80000000e+00 2.00000000e+00 2.20000000e+00
2.40000000e+00 2.60000000e+00 2.80000000e+00 3.00000000e+00
3.20000000e+00 3.40000000e+00 3.60000000e+00 3.80000000e+00
4.00000000e+00 4.20000000e+00 4.40000000e+00 4.60000000e+00
4.80000000e+00 5.00000000e+00 5.20000000e+00 5.40000000e+00
5.60000000e+00 5.80000000e+00 6.00000000e+00
@ D H
S: SPT
A: 0
W:
* 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00 0.00000000e+00
3.42347476e-04 8.13376809e-03 3.47288718e-02 6.81796933e-02
9.30197310e-02 1.15866705e-01 1.34254669e-01 1.33438737e-01
1.16675526e-01 9.78820793e-02 7.91572767e-02 5.69372175e-02
3.41708684e-02 1.69110479e-02 7.00413780e-03 2.43023057e-03
6.90987783e-04 1.51389468e-04 2.26892186e-05 1.95512578e-06
7.10253137e-08 8.81264105e-12 0.00000000e+00 0.00000000e+00
0.00000000e+00
```

8.3 Bestimmte und ermittelte Ausprägung der Eingangsgrößen der Beispielstrecken

8.3.1 Übersicht über die Werte der Faktoren

Faktor	Ab- kürzung	Konventionelle Bauweise	Kompaktasphalt- bauweise
kubischer Ausdehnungskoeffizient	α	6,1 10^{-4} /°C	
Rohdichte des Bitumens	ρ_B	ADS: 1,025 g/cm ³ ABiS: 1,020 g/cm ³	
ausreichender Verdichtungsgrad	k^*	ADS: 97 % ABiS: 97 %	ADS: 99 % ABiS: 100 %
durchschnittliche Neigung des Asphaltmischguts zur Nachverdichtung	r	ADS: 0,000077/1000 10-t-AÜ ABiS: 0,000077/(1,6 1000) 10-t-AÜ	
anteilige Verkehrsbelastung in der Asphaltbinderschicht infolge des Spannungsverlaufs für <ul style="list-style-type: none"> Verformung infolge von Nachverdichtung Schubverformung 	p q	0,833 ⁴ 0,385 ⁴	0,858 ⁴ 0,478 ⁴
minimaler, nicht nachverdichtbarer Hohlraumgehalt im Asphaltmischgut	H_{\min}	ADS: 1,0 V.% ABiS: 2,5 V.-%	
Gewichte zur Wertung des Einflusses von <ul style="list-style-type: none"> der Härte des Mörtels dem Verdichtungsgrad auf die Verformung infolge von Nachverdichtung	n_1 n_2	1 2	
verdrängbarer Materialanteil	u	ADS: 0,775 ABiS: 0,8	ADS: 0,75 ABiS: 0,84
Maß der Aufwölbung bei Schubverformung	v	ADS: 1,4 ABiS: 1,2	
durchschnittliche Neigung des Asphaltmischguts zur Schubverformung	w	ADS: 0,000023/1000 10-t-AÜ ABiS: 0,000023/(1,6 1000) 10-t-AÜ	
Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis	g	ADS: 3,6 ABiS: 3,6	ADS: 2,5 ABiS: 4,5
empfohlenes Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis	g^*	3,5	
empfohlener Hohlraumausfüllungsgrad für Splittmastixasphalt	HA^*	ADS: 81 % ABiS: 62 %	
Gewichte zur Wertung des Einflusses von <ul style="list-style-type: none"> dem Verdichtungsgrad der Härte des Mörtels dem Schichtenverbund dem Schichtdicke-Größtkorndurchmesser-Verhältnis dem Hohlraumausfüllungsgrad auf die Schubverformung	n_3 n_4 n_5 n_6 n_7	2 2 1 1 0,5	

Tabelle A1: Übersicht über die festgelegten Zahlenwerte der verschiedenen Faktoren

8.3.2 Übersicht über Ausprägung der von der Bauweise unabhängigen Größen

Größe	Abkürzung	Konventionelle Bauweise	Kompaktasphaltbauweise
Liegedauer	ld	1 ... 20 Jahre	
Gesteinsabrieb	G _{Abrieb}	0,8 ... 1,0 10 ⁻⁸ mm/ 10-t-AÜ	
Lufttemperatur	T _{Luft}	-10,0 ... 25,0 °C	
Bewölkung	Bewölkung	Regen, bewölkt, wechseln, sonnig	
Hilfsgröße für die Bewölkung	hg _{Bewölkung}	-3,0 ... 7,0 °C	
Viskosität des Bitumens in der Asphaltschicht	B _{Visk}	gering, mittel, hoch	
Härte des Mörtels	MOE _{Härte}	hart, mittel, weich	
Hilfsgröße für die Härte des Mörtels	hg _{MOE,Härte}	0,2 ... 1,9	
Schichtenverbund	sverb	sehr stark, stark, mittel, gering, kein	
Hilfsgröße für den Schichtenverbund	hg _{sverb}	0,1 ... 1,9	

Tabelle A2: Übersicht über die mögliche Ausprägung verschiedener definierter Größen

Lufttemperatur [°C]	-10 ... -5	-5 ... 0	0 ... 5	5 ... 10	10 ... 15	15 ... 20	20 ... 25
Wahrscheinlichkeit	0,0032	0,0543	0,1656	0,2651	0,2705	0,2071	0,0342

Tabelle A3: Wahrscheinlichkeitsverteilung der Lufttemperatur

Bewölkung	Regen	bewölkt	wechselnd	sonnig
Wahrscheinlichkeit	0,249	0,402	0,276	0,073
Hilfsgröße hg _{Bewölkung} [°C]	-3,0 ... -1,0	-1,0 ... 1,0	1,0 ... 3,0	3,0 ... 7,0

Tabelle A4: Wahrscheinlichkeitsverteilung der Bewölkung und der definierten Hilfsgröße der Bewölkung

Temperatur der Asphaltschicht [°C]	-15 ... -10	-10 ... -5	-5 ... 0	0 ... 5	5 ... 10	10 ... 15	15 ... 20	20 ... 25	25 ... 30	30 ... 35
Viskosität des Bitumens in der Asphaltschicht										
- gering	–	–	–	–	–	–	0,5	0,75	0,9	1,0
- mittel	–	–	0,1	0,25	0,5	1,0	0,5	0,25	0,1	–
- hoch	1,0	1,0	0,9	0,75	0,5	–	–	–	–	–

Tabelle A5: Definition der Viskosität der Asphaltschicht in Abhängigkeit ihrer Temperatur
(Die Temperatur der Asphaltdeckschicht sowie der Asphaltbinderschicht sind nach der in der Arbeit gegebenen Formel zu berechnen.)

Härte des Mörtels	hart			mittel			weich		
Viskosität des Bitumens in der Asphaltschicht	gering	mittel	hoch	gering	mittel	hoch	gering	mittel	hoch
Wahrscheinlichkeit	0,5	0,5	–	–	0,7	0,3	–	–	1,0
Hilfsgröße für die Härte des Mörtels hg _{MOE,Härte}	0,2 ... 0,6			0,6 ... 1,3			1,3 ... 1,9		

Tabelle A6: Definition der Härte des Mörtels in Abhängigkeit von der Viskosität des Bitumens in der Asphaltschicht

8.3.3 Übersicht über Ausprägung der Größen der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Schichtenverbund	sehr stark	stark	mittel	gering	kein
Hilfsgröße für den Schichtenverbund hg_{verb}	0,1 ... 0,4	0,4 ... 0,7	0,7 ... 1,2	1,2 ... 1,6	1,6 ... 1,9
Wahrscheinlichkeit ADS-ABiS	0	0,45	0,50	0,05	0
Wahrscheinlichkeit ABiS-ATS	0	0,45	0,50	0,05	0

Tabelle A7: Wahrscheinlichkeitsverteilung des Schichtenverbunds der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Bitumengehalt ADS [M.-%]	5,81 ... 5,95	5,95 ... 6,09	6,09 ... 6,23	6,23 ... 6,37	6,37 ... 6,51	6,51 ... 6,65
Bitumengehalt ABiS [M.-%]	3,58 ... 3,81	3,81 ... 4,04	4,04 ... 4,27	4,27 ... 4,50	4,50 ... 4,73	4,73 ... 4,96
Wahrscheinlichkeit	0,022	0,136	0,342	0,342	0,136	0,022

Tabelle A8: Wahrscheinlichkeitsverteilung des Bitumengehalts in den Asphaltsschichten der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Schichtdicke ADS [mm]	32,8 ... 35,2	35,2 ... 37,6	37,6 ... 40,0	40,0 ... 42,4	42,4 ... 44,8	44,8 ... 47,2
Schichtdicke ABiS [mm]	65,9 ... 70,6	70,6 ... 75,3	75,3 ... 80,0	80,0 ... 84,7	84,7 ... 89,4	89,4 ... 94,1
Wahrscheinlichkeit	0,022	0,136	0,342	0,342	0,136	0,022

Tabelle A9: Wahrscheinlichkeitsverteilung der Schichtdicke in der Asphaltsschichten der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Hohlraumgehalt ADS [V.-%]		1,39 ... 1,86	1,86 ... 2,33	2,33 ... 2,80	2,80 ... 3,47	3,47 ... 4,14	4,14 ... 4,81
Verdichtungsgrad [%]	Wahrscheinlichkeit						
99,0 ... 99,5	0,039	0	0	0	0	0,5	0,5
99,5 ... 100,0	0,059	0	0	0	0,333	0,667	0
100,0 ... 100,5	0,294	0	0,200	0,133	0,467	0,200	0
100,5 ... 100,8	0,314	0	0,313	0,187	0,437	0,063	0
100,8 ... 101,15	0,235	0,333	0,167	0,250	0,167	0,083	0
101,15 ... 101,5	0,059	0,333	0,333	0	0,334	0	0

Tabelle A10: Wahrscheinlichkeitsverteilung des Hohlraumgehalts der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Raumdicke MPK, ADS [g/cm³]	2,38 ... 2,39	2,39 ... 2,40	2,40 ... 2,41	2,41 ... 2,42	2,42 ... 2,43	2,43 ... 2,44
Wahrscheinlichkeit	0,022	0,136	0,342	0,342	0,136	0,022

Tabelle A11: Wahrscheinlichkeitsverteilung der Raumdicke i des Marshall-Probekörpers für die Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise

Raumdichte MPK, ABiS [V-%]		2,27 ... 2,28	2,28 ... 2,29	2,29 ... 2,30	2,30 ... 2,31	2,31 ... 2,32	2,32 ... 2,33
Verdichtungsgrad [%]	Wahrscheinlichkeit						
98,3 ... 100,0	0,04	0	0	0	0,500	0	0,500
100,0 ... 101,67	0,04	0	0	0	0,500	0,500	0
101,67 ... 103,35	0,34	0	0,140	0,200	0,330	0,330	0
103,35 ... 104,23	0,34	0,118	0,353	0,176	0,118	0,235	0
104,23 ... 105,12	0,22	0,182	0,273	0,363	0,182	0	0
105,12 ... 106,0	0,02	0	1,000	0	0	0	0

Tabelle A12: Wahrscheinlichkeitsverteilung des Raumdichte des Marshall-Probekörpers in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad für die Asphaltbinderschicht der Beispielstrecke in konventioneller Bauweise (zur Berechnung der Raumdichte der Asphaltbinderschicht und des Hohlraumgehalts)

Rohdichte AMG ABiS [V-%]		2,47 ... 2,48	2,48 ... 2,49	2,49 ... 2,50	2,50 ... 2,51	2,51 ... 2,52	2,52 ... 2,53
Verdichtungsgrad [%]	Wahrscheinlichkeit						
98,3 ... 100,0	0,04	0	0,5	0	0	0,5	0
100,0 ... 101,67	0,04	0	0	1,0	0	0	0
101,67 ... 103,35	0,34	0	0,333	0,4000	0,1333	0,067	0,067
103,35 ... 104,23	0,34	0,059	0,235	0,118	0,353	0,118	0,117
104,23 ... 105,12	0,22	0	0,091	0,273	0,454	0,091	0,091
105,12 ... 106,0	0,02	0	0	0	0	1,0	0

Tabelle A13: Wahrscheinlichkeitsverteilung der Rohdichte des Asphaltmischguts der Asphaltbinderschicht in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad für die Beispielstrecke in konventioneller Bauweise (zur Berechnung der Raumdichte der Asphaltbinderschicht und des Hohlraumgehalts)

8.3.4 Übersicht über Ausprägung der Größen der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Schichtenverbund	sehr stark	stark	mittel	gering	kein
Hilfsgröße für den Schichtenverbund hg_{verb}	0,1 ... 0,4	0,4 ... 0,7	0,7 ... 1,2	1,2 ... 1,6	1,6 ... 1,9
Wahrscheinlichkeit ADS-ABiS	0,05	0,85	0,10	0	0
Wahrscheinlichkeit ABiS-ATS	0	0,45	0,50	0,05	0

Tabelle A14: Wahrscheinlichkeitsverteilung des Schichtenverbunds der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Bitumengehalt ADS [M.-%]	6,56 ... 6,68	6,68 ... 6,80	6,80 ... 6,92	6,92 ... 7,04	7,04 ... 7,16	7,16 ... 7,28
Bitumengehalt ABiS [M.-%]	3,39 ... 3,60	3,60 ... 3,81	3,81 ... 4,02	4,02 ... 4,23	4,23 ... 4,44	4,44 ... 4,65
Wahrscheinlichkeit	0,022	0,136	0,342	0,342	0,136	0,022

Tabelle A15: Wahrscheinlichkeitsverteilung des Bitumengehalts in den Asphaltsschichten der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Schichtdicke ADS [mm]	16,9 ... 18,4	18,4 ... 19,9	19,9 ... 21,4	21,4 ... 23,3	23,3 ... 25,2	25,2 ... 27,1
Wahrscheinlichkeit	0,14	0,14	0,26	0,20	0,20	0,06

Tabelle A16: Wahrscheinlichkeitsverteilung der Schichtdicke in der Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Schichtdicke ABiS [mm]	82,0 ... 88,0	88,0 ... 94,0	94,0 ... 100,0	100,0 ... 106,0	106,0 ... 112,0	112,0 ... 118,0
Wahrscheinlichkeit	0,022	0,136	0,342	0,342	0,136	0,022

Tabelle A17: Wahrscheinlichkeitsverteilung der Schichtdicke in der Asphaltbinderschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Hohlraumgehalt ADS [V.-%]		2,00 ... 2,38	2,38 ... 2,76	2,76 ... 3,14	3,14 ... 3,69	3,69 ... 4,25	4,25 ... 4,81
Verdichtungsgrad [%]	Wahrscheinlichkeit						
97,0 .. 97,79	0,04	0	0	0	0	0	1,000
97,79 ... 98,58	0,10	0	0	0	0,200	0,400	0,400
98,58 ... 99,37	0,28	0	0,072	0,214	0,500	0,214	0
99,37 ... 99,78	0,20	0	0,300	0,500	0,200	0	0
99,78 ... 100,19	0,24	0,167	0,333	0,417	0,083	0	0
100,19 ... 100,60	0,14	0,571	0,429	0	0	0	0

Tabelle A18: Wahrscheinlichkeitsverteilung des Hohlraumgehalts der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Hohlraumgehalt ABiS [V-%]		4,30 ... 4,88	4,88... 5,47	5,47 ... 6,05	6,05 ... 6,37	6,37 ... 6,68	6,68 ... 7,00
Verdichtungsgrad [%]	Wahrschein- lichkeit						
100,6 ... 101,18	0,06	0	0	0	0	0,250	0,750
101,18 ... 101,76	0,12	0	0	0	0,330	0,170	0,500
101,76 ... 102,34	0,22	0	0,180	0,180	0	0,180	0,460
102,34 ... 102,86	0,18	0	0,125	0,125	0,375	0,125	0,250
102,86 ... 103,38	0,10	0,400	0,200	0,200	0,200	0	0
103,38 ... 103,90	0,12	0,330	0,500	0,170	0	0	0

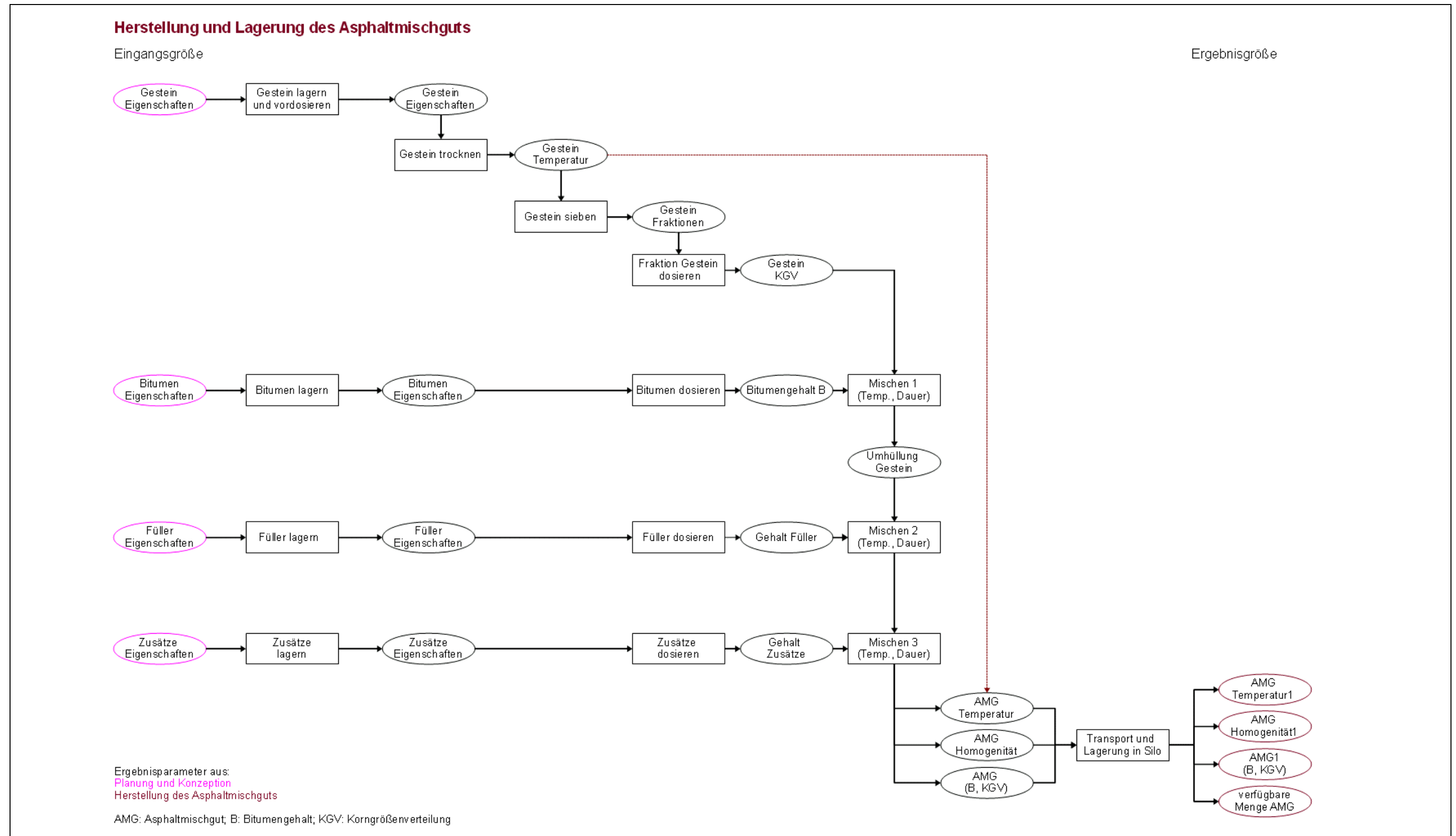
Tabelle A19: Wahrscheinlichkeitsverteilung des Hohlraumgehalts der Asphaltbinderschicht in Abhängigkeit von dem Verdichtungsgrad der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

Raumdicke MPK, ADS [g/cm³]	2,38 ... 2,39	2,39 ... 2,40	2,40 ... 2,41	2,41 ... 2,42	2,42 ... 2,43	2,43 ... 2,44
Raumdicke MPK, ABiS [g/cm³]	2,28 ... 2,29	2,29 ... 2,30	2,30 ... 2,31	2,31 ... 2,32	2,32 ... 2,33	2,33 ... 2,34
Wahrscheinlichkeit	0,022	0,136	0,342	0,342	0,136	0,022

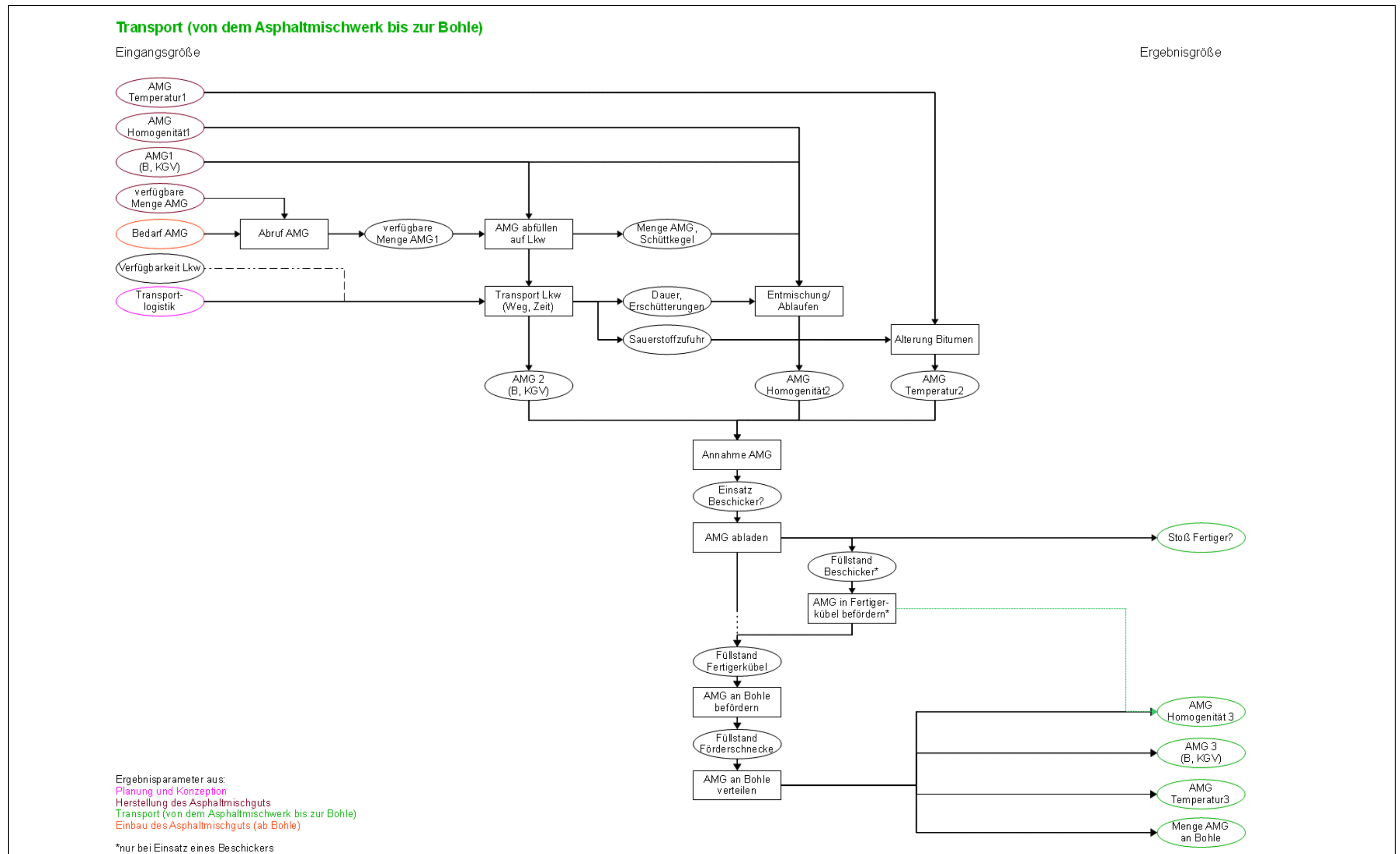
Tabelle A20: Wahrscheinlichkeitsverteilung der Raumdicke i des Marshall-Probekörpers für die Asphaltdeckschicht der Beispielstrecke in Kompaktasphaltbauweise

8.4 Teilmodelle

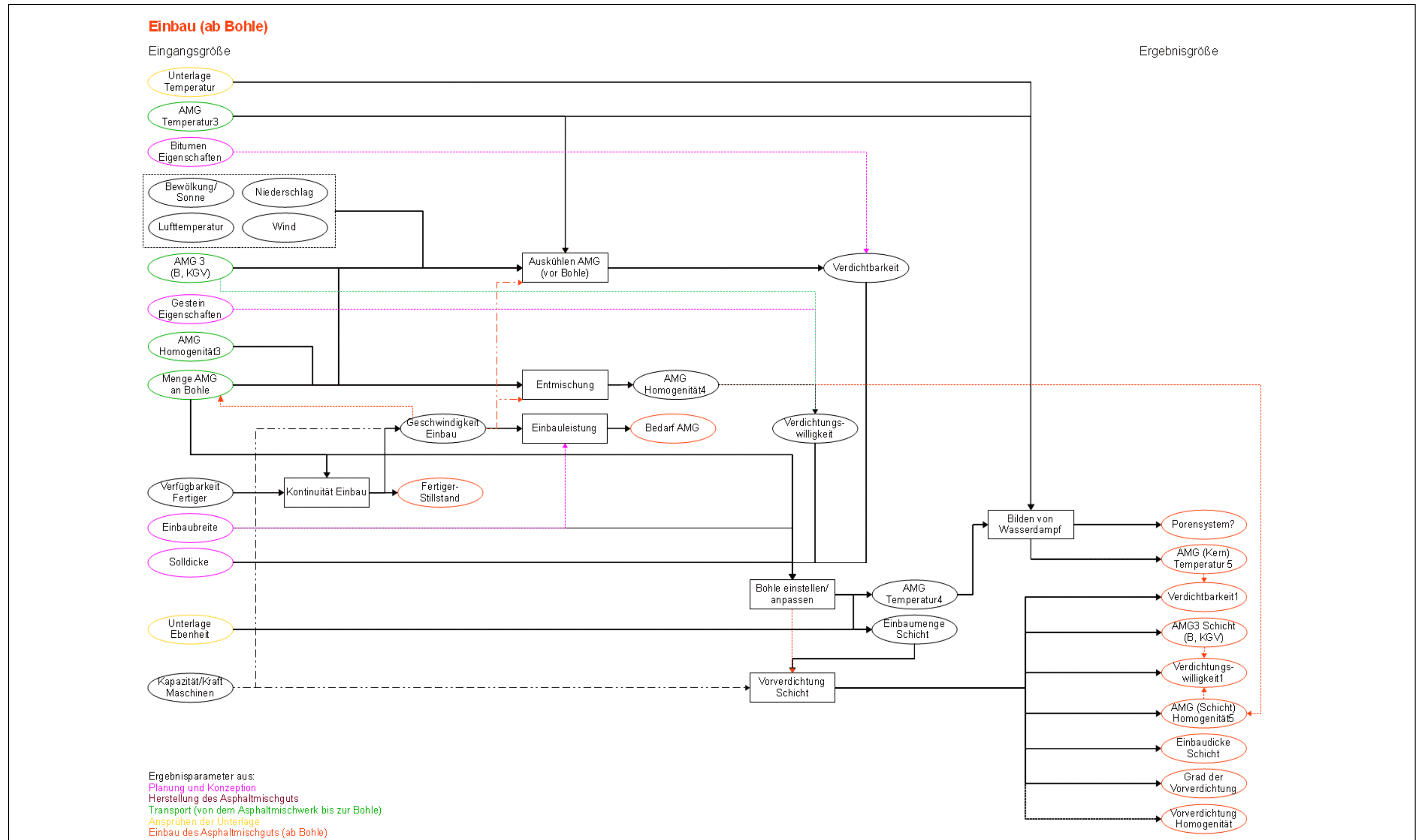
8.4.1 Teilmodell Herstellung des Asphaltmischguts



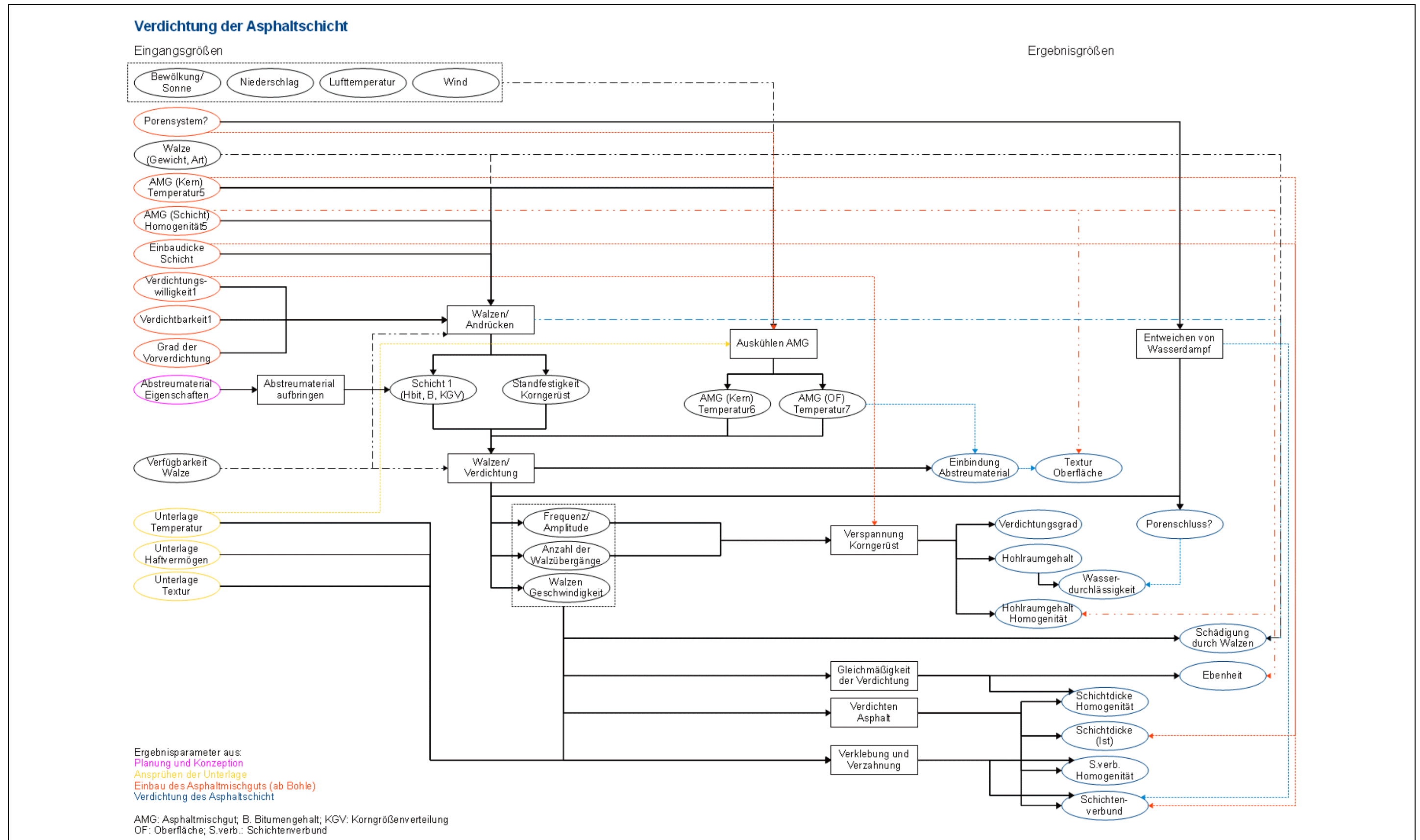
8.4.2 Teilmodell Transport von Asphaltmischgut



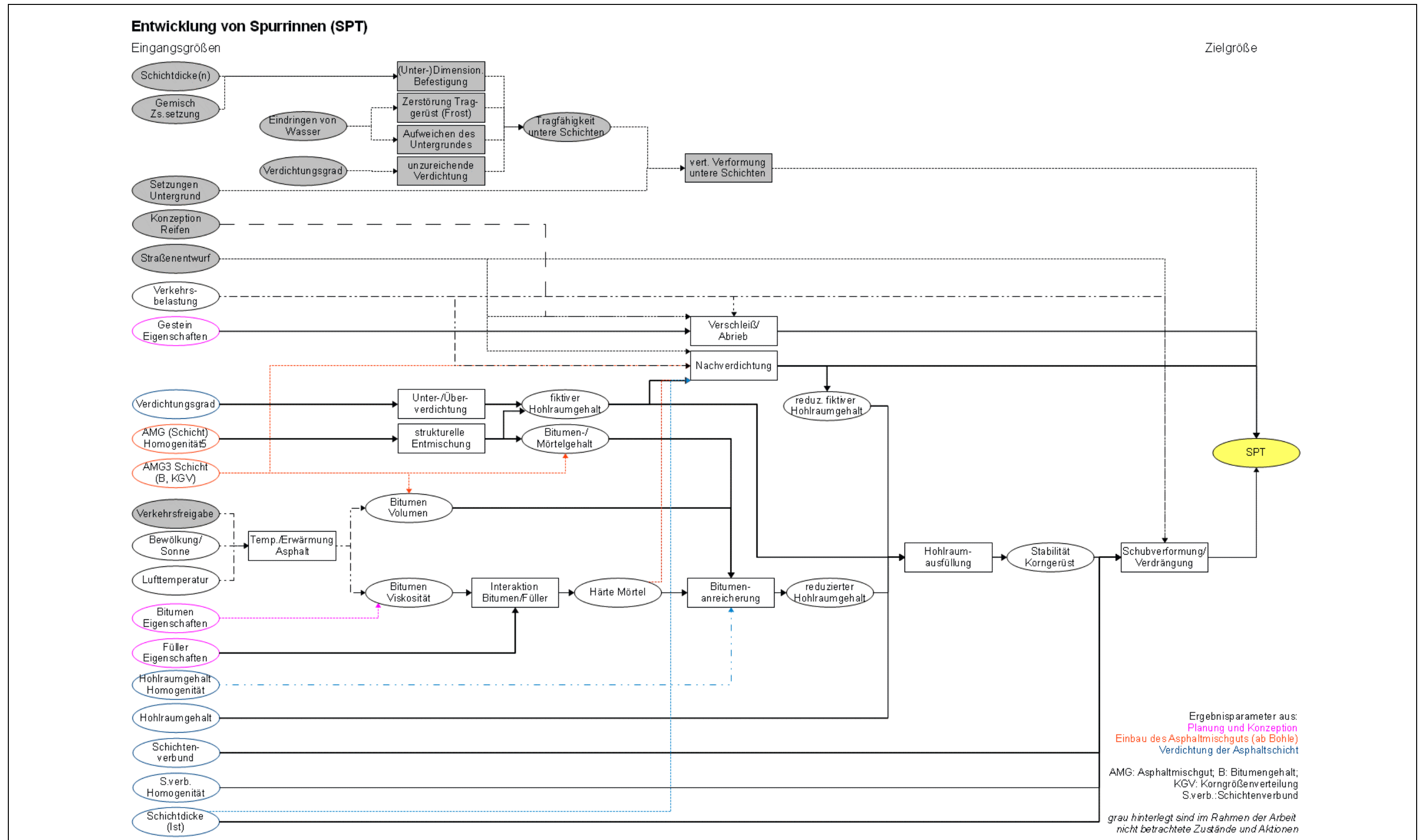
8.4.3 Teilmodell Einbau von Asphalt



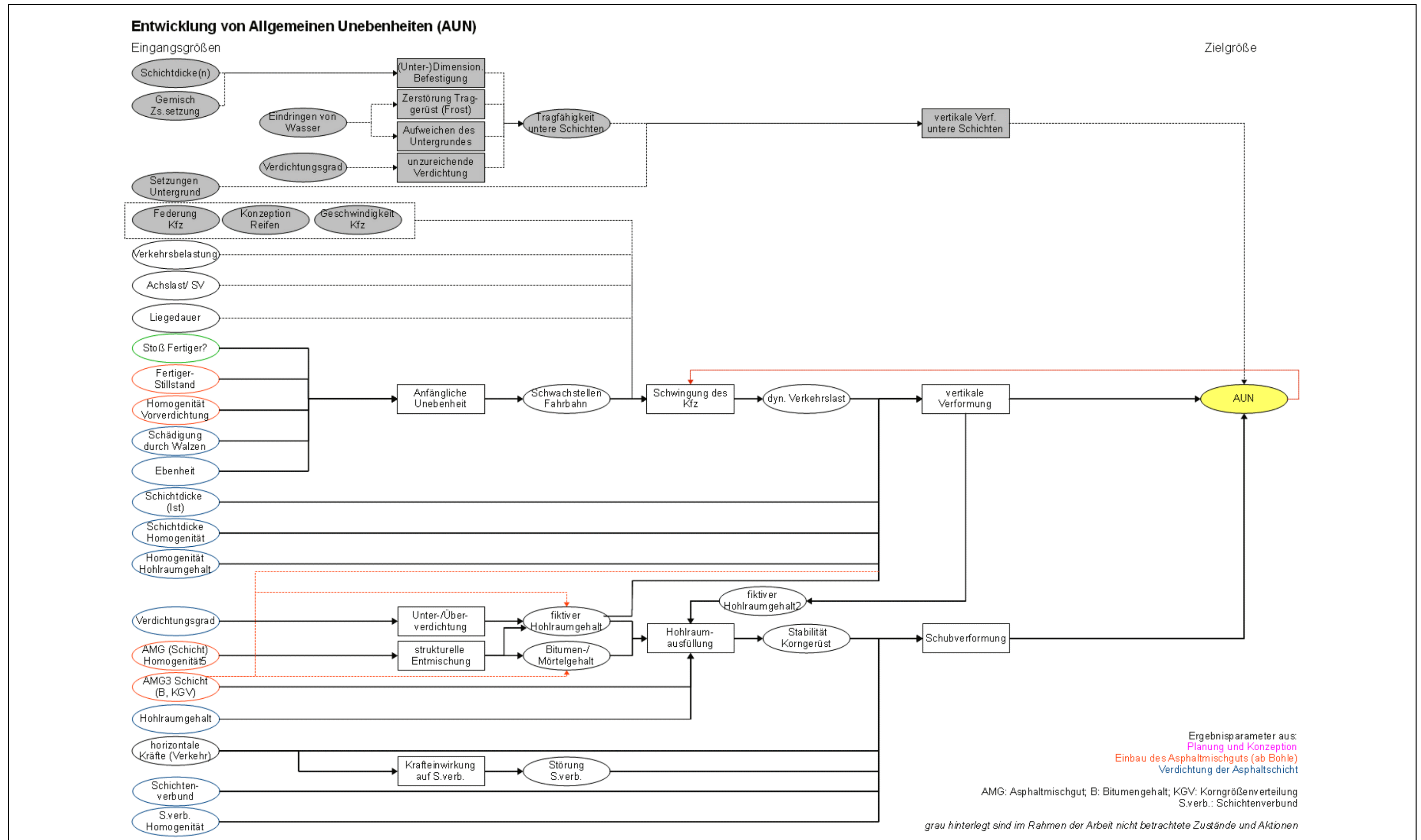
8.4.4 Teilmodell Verdichtung von Asphalt



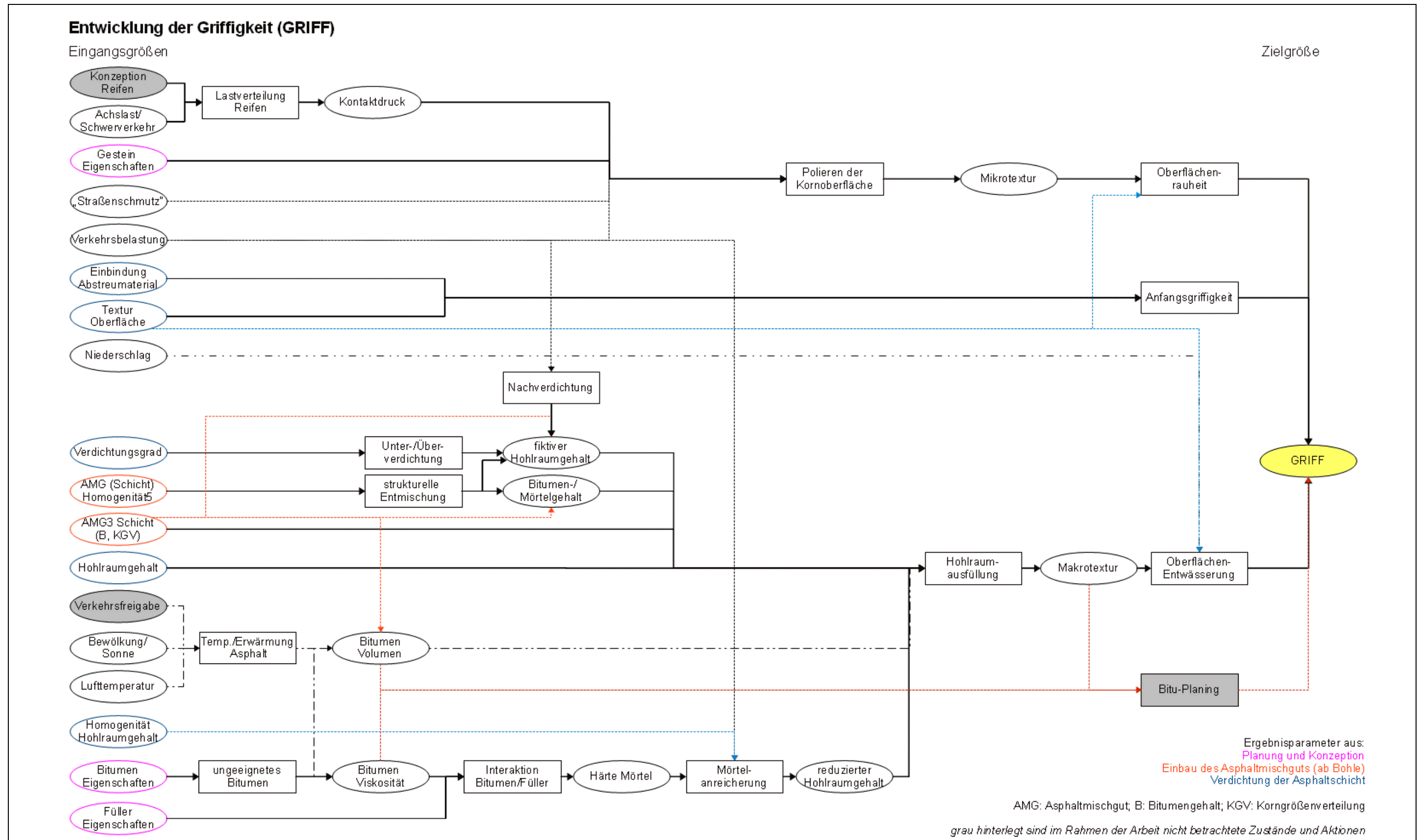
8.4.5 Teilmodell für die Entwicklung der Spurrinnenbildung



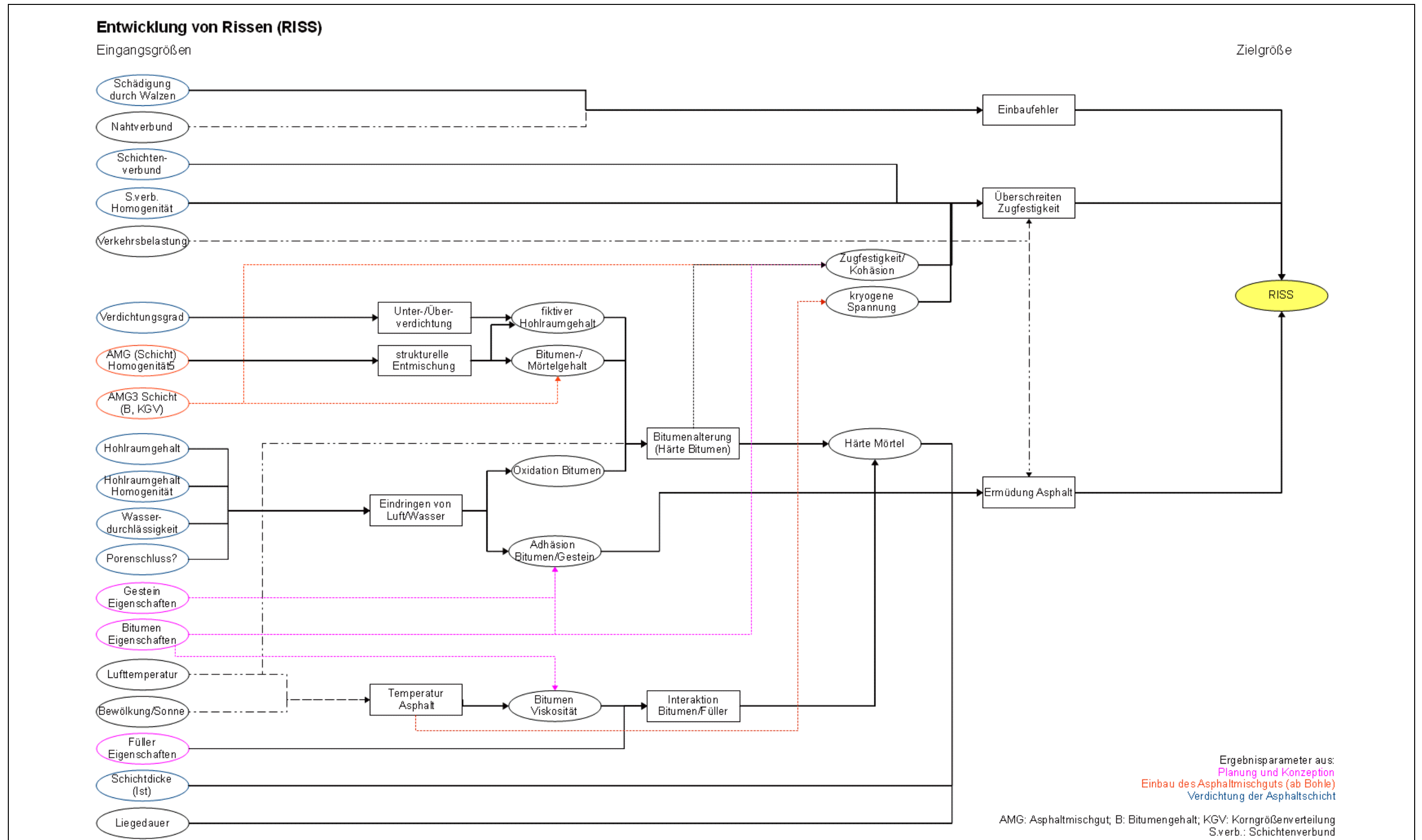
8.4.6 Teilmodell für die Entwicklung der Allgemeinen Unebenheit



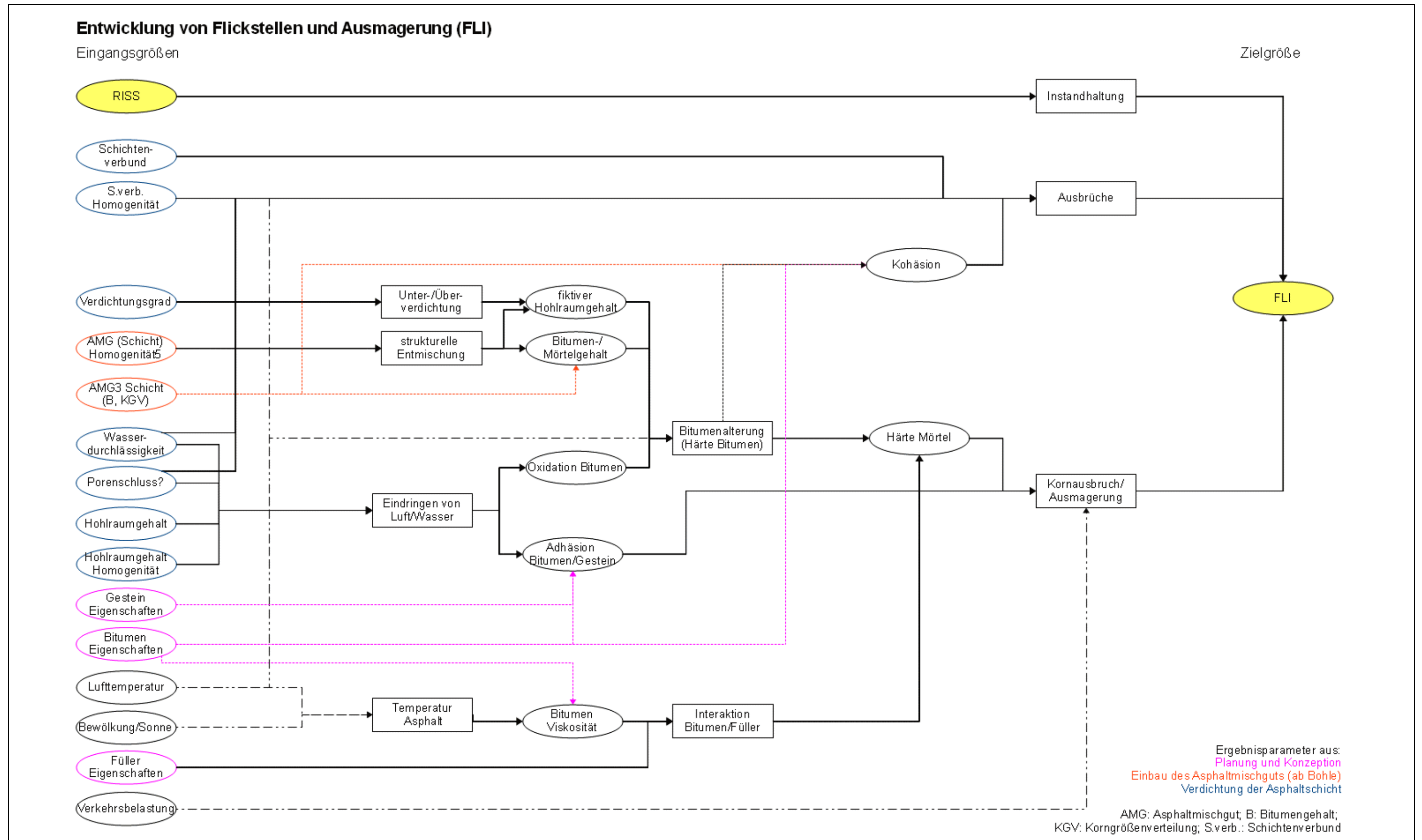
8.4.7 Teilmodell für die Entwicklung der Griffigkeit



8.4.8 Teilmodell für die Entwicklung von Rissen



8.4.9 Teilmodell für die Entwicklung der Flickstellen und Ausmagerungen



Lebenslauf

Verena Rosauer

Persönliche Daten

Geboren am 12. Mai 1980 in Köln

Schulbildung und Studium

1990 – 1999	Heinrich-Mann-Gymnasium, Köln Abschluss: Allgemeine Hochschulreife
1999 – 2005	TU Darmstadt, Darmstadt Diplom-Studiengang Wirtschaftsingenieurwesen mit technischer Fachrichtung Bauingenieurwesen Abschluss: Diplom-Wirtschaftsingenieur

Beruf

Seit 2005	TU Darmstadt, Fachgebiet Straßenwesen, Darmstadt Wissenschaftliche Mitarbeiterin
-----------	---
